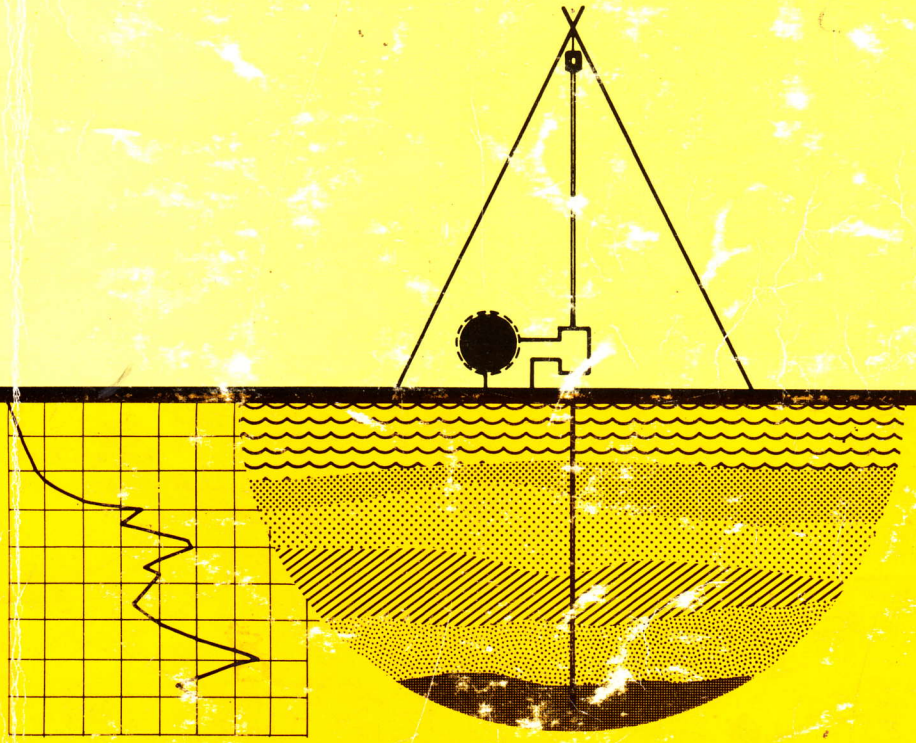
MEKANIKA TANAH & TEKNIK PONDASI



EDITOR:

Ir. Suyono Sosrodarsono

Kazuto Nakazawa

PENERJEMAH :

Ir. L. Taulu dkk.

PRADNYA PARAMITA

Pusatnya teknologi dan informasi

UNDANG-UNDANG NOMOR 7 TAHUN 1987

Tentang

Hak Cipta

pasal 44

(1) Barangsiapa dengan sengaja dan tanpa hak mengumumkan atau memperbanyak suatu ciptaan atau memberi izin untuk itu, dipidana dengan pidana penjara paling lama 7 (tujuh) tahun dan / atau denda paling banyak Rp 100.000.000,00 (seratus juta rupiah).

(2) Barangsiapa dengan sengaja menyiarkan, memamerkan, mengedarkan, atau menjual kepada umum suatu ciptaan atau barang hasil pelanggaran Hak Cipta sebagai mana dimaksud dalam ayat (1), dipidana dengan pidana penjara paling lama 5 (lima) tahun dan/atau denda paling banyak Rp 50.000.000,00 (limapuluh juta rupiah).

MEKANIKA TANAH DAN TEKNIK PONDASI

EDITOR:

Dr.Ir. SUYONO SOSRODARSONO

KAZUTO NAKAZAWA
Mantan Direktur Lembaga Penyelidikan Pekerjaan Umum
Kementerian Pembangunan Jepang

Cetakan Ketujuh

PT PRADNYA PARAMITA
JAKARTA

Perpustakaan Nasional : katalog dalam terbitan (KDT)

MEKANIKA tanah dan teknik pondasi / editor, Suyono Sosrodarsono, Kazuto Nakazawa.– Cet. 7 – Jakarta : Pradnya Paramita, 2000.

xii, 338 hal. : 26 cm.

Judul asli :"Soil mechanics and foundation engineering"

ISBN 979-408-174-4.

1. Tanah (teknologi) 2. Pondasi
I. Sosrodarsono, Suyono
II. Nakazawa, Kazuto

624.15

MILIK
Badan Perpustakaan
Propinsi Jawa Timur

279.826/BPP/P/03

PAGUAN TA. 2003

MEKANIKA TANAH dan TEKNIK PONDASI

Judul asli : Soil Mechanics and Foundation Engineering
Oleh : Kazuto Nakazawa dkk
Editor : Dr. Ir. Suyono Sosrodarsono
Kazuto Nakazawa.

© Hak Cipta dilindungi oleh undang-undang

Diterbitkan oleh : PT Pradnya Paramita
Jalan Bunga 8 - 8A
Jakarta 13140

Cetakan Ketujuh : Th. 2000
Dicetak oleh : PT Pertja

KATA PENGANTAR

Hingga saat ini, masih dirasakan langkanya perbendaharaan buku-buku berbahasa Indonesia mengenai Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi.

Sementara itu semakin terasa banyaknya problema mekanika tanah yang timbul pada banyak bangunan-bangunan sipil di Indonesia, sedangkan tenaga Sarjana, apalagi tenaga teknisi menengah, masih sedikit jumlahnya yang mengkhususkan perhatiannya terhadap masalah-masalah mekanika tanah dan pondasi ini. Untuk membantu mengurangi masalah tersebut di atas, kami memprakarsai penterjemahan buku "Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi" ini dari naskah aslinya yang ditulis dalam bahasa Inggris berjudul "Soil Mechanics and Foundation Engineering" disusun oleh Mr. Kazuto Nakazawa, Dr. Kazuya Yamamura, Mr. Yasushi Sasaki dan Mr. Shinosuke Kudo dari Public Works Institute, Japan.

Team penterjemah dipimpin oleh Sdr. Ir. L. Taulu (Kepala Sub. Direktorat Bangunan Air, Direktorat Penyelidikan Masalah Air), dengan anggotanya Sdr. Ir. Gunawan Budhihartanto (Kepala Seksi Mekanika Tanah DPMA beserta Stafnya), Sdr. Ir. Wayan T. Arnaya, Ir. Nensi Rosalina, Ir. Wisjnu Yoga Br. dan Ir. Yudo Sudiro.

Buku ini terdiri dari 16 bab, meliputi: Pengenalan sifat-sifat tanah pondasi, penyelidikan lapangan dan di laboratorium, aneka ragam jenis pondasi, serta penentuan jenis pondasi yang dapat dipergunakan, dilengkapi dengan penggunaan serta contoh-contoh cara perhitungan kestabilan dalam merencanakan jenis pondasi yang akan dipergunakan, perbaikan lapisan tanah dasar yang lunak, cara drainasi serta metoda penjangkaran tanah.

Banyak kesulitan dihadapi selama menterjemahkan buku ini, terutama dalam mencari penerapan istilah yang tepat dalam bahasa Indonesia, sehingga buku ini masih memerlukan penyempurnaan terus menerus. Oleh karena itu kami sangat menghargai tanggapan serta saran-saran dari para pembaca, demi penyempurnaan buku ini lebih lanjut, dalam rangka menambah penyediaan buku-buku teknik dalam bahasa Indonesia yang masih banyak kita perlukan itu.

Akhirnya kami ingin mengucapkan terima kasih dan penghargaan sebesar-besarnya kepada "The Association for International Technical Promotion" Jepang yang dipimpin oleh Prof. Dr. Seiji Kaya sebagai Ketua dan Tn. Koichi Fukui sebagai Sekretaris Jendral, yang telah membiayai penerbitan buku ini. Juga kepada team penulis dan team penterjemah kami ingin mengucapkan terima kasih untuk segala jerih payahnya; begitu pula kepada semua pihak yang telah membantu a.l.Sdr. Ir. Rudianto Rochmat yang telah membantu menangani upaya ini serta kepada Sdr. Tatang Sudarman yang telah merencanakan kulit buku ini.

Akhirul kata, kami sajikan buku ini dengan harapan semoga bermanfaat bagi perkembangan pengetahuan teknik di Indonesia, khususnya di bidang mekanika tanah dan teknik pondasi.

Jakarta, 12 September 1980

IR. SUYONO SOSRODARSONO

DAFTAR ISI

1 Tanah Sebagai Bahan Pondasi

1.1 Umum 1
1.2 Klasifikasi Tanah 2
1.3 Kekuatan Geser Tanah 8
1.4 Kemampatan dan Konsolidasi tanah 10
1.5 Permeabilitas tanah 13
1.6 Pemadatan Tanah 16

2 Sifat Lapisan Tanah Bawah Sebagai Tempat Pondasi

2.1 Pembagian tegangan dalam tanah pondasi 19
2.1.1 Tegangan di dalam tanah pondasi beban terpusat vertikal di permukaan 20
2.1.2 Tegangan di dalam tanah pondasi beban terbagi rata berbentuk lingkaran 21
2.1.3 Tegangan di dalam tanah pondasi beban berbentuk trapesium 22
2.1.4 Tegangan di dalam tanah pondasi akibat beban terbagi rata berbentuk segiempat 24
2.1.5 Tegangan kontak dari tanah elastis dan struktur pondasi 25
2.2 Penurunan 26
2.3 Daya dukung 30
2.4 Kemantapan lereng 33
2.5 Tekanan tanah aktif dan pasif 36
2.6 Contoh perhitungan 41

3 Penyelidikan Lokasi Konstruksi

3.1 Umum 45
3.2 Topografi dan kondisi tanah pondasi 46
3.3 Survai 47
3.4 Penyelidikan geofisik dan pendugaan lapisan bawah 51
3.5 Pemboran dan pengambilan contoh tanah 60
3.6 Pengujian tanah 63
3.6.1 Pengujian untuk klasifikasi tanah 63

3.6.2 Pengujian pemadatan 66
3.6.3 Pengujian karakteristik kekuatan 68
3.6.4 Pengujian karakteristik deformasi 70
3.6.5 Pengujian permeabilitas air 70
3.7 Percobaan pada lokasi asli 71
3.8 Penentuan konstanta-konstanta tanah untuk perencanaan 72

4 Pemilihan Bentuk Pondasi 75

5 Pondasi Telapak

5.1 Umum 79
5.1.1 Jenis-jenis pondasi telapak 79
5.1.2 Tanah pendukung dan mekanisme pendukung 80
5.1.3 Dalamnya pondasi 80
5.1.4 Syarat perencanaan Pondasi telapak 81
5.1.5 Bentuk dan ukuran Pondasi telapak 81
5.2 Kestabilan Pondasi 84
5.2.1 Kestabilan dalam arah vertikal 84
5.2.2 Kestabilan terhadap guling 86
5.2.3 Kestabilan dalam arah mendatar 86
5.3 Perencanaan strukturil 88
5.3.1 Rencana tumpuan 88
5.3.2 Besarnya reaksi tanah 89
5.4 Pertimbangan untuk pelaksanaan pekerjaan 90

6 Pondasi Tiang

6.1 Umum 91
6.2 Penggolongan dan penggunaan pondasi tiang 92
6.3 Perencanaan 96
6.3.1 Dasar-dasar perencanaan 96
6.3.2 Perincian perencanaan 97
6.4 Daya dukung yang diizinkan 99
6.4.1 Daya dukung vertikal yang diijinkan 99
6.4.2 Gaya tarik yang diijinkan 104
6.4.3 Daya dukung mendatar yang diijinkan 105
6.4.4 Batasan Daya dukung yang diijinkan 106
6.4.5 Konstanta pegas K_v untuk arah vertikal dan koefisien k dari reaksi lapisan di bawah permukaan tanah dalam arah mendatar 108

6.5 Perhitungan reaksi tiang dan pergeseran pada tumpuan 109
6.5.1 Cara perpindahan (*displacement*) 110
6.5.2 Contoh perhitungan 113
6.6 Perencanaan tiang 116
6.6.1 Perencanaan Gaya pemancangan 116
6.6.2 Perencanaan Gaya Tarik tiang 117
6.6.3 Perencanaan gaya mendatar dan momen lentur 117
6.6.4 Perhitungan penampang tiang yang menerima gaya pemancangan dan momen lentur 117
6.6.5 Detail Struktural 121
6.7 Pelaksanaan pekerjaan pemasangan tiang 127
6.7.1 Hubungan antara perubahan sifat tanah pada tanah asli akibat pekerjaan pemasangan tiang dan teknik pemasangannya 127
6.7.2 Hal-hal yang menyangkut masalah pemancangan 129
6.7.3 Masalah-masalah yang berhubungan dengan cara penimbunan dan cara pemakaian tiang yang dicor di tempat 134

7 Pondasi Kaison

7.1 Umum 141
7.1.1 Kaison terbuka 141
7.1.2 Kaison tekanan 142
7.1.3 Pemakaian pondasi kaison 143
7.1.4 Perbandingan antara kaison terbuka dan kaison tekanan 144
7.2 Perencanaan pondasi kaison 145
7.2.1 Pedoman perencanaan pondasi kaison 145
7.2.2 Pemilihan lapisan pendukung 146
7.2.3 Dasar perencanaan 146
7.3 Intensitas daya dukung tanah pendukung yang diizinkan 148
7.3.1 Intensitas daya dukung vertikal yang diijinkan 148
7.3.2 Intensitas daya dukung mendatar yang diijinkan 149
7.3.3 Gaya penahan geser yang diijinkan 149
7.4 Perhitungan intensitas reaksi tanah dan pergeseran kaison 150
7.4.1 Garis besar cara perhitungan stabilitas 150
7.4.2 Bagaimana mencari koeffisien reaksi tanah 150
7.4.3 Intensitas reaksi tanah dan pergeseran 151
7.5 Perencanaan kaison 154
7.5.1 Bagaimana menentukan bentuk dan dimensi 154
7.5.2 Perencanaan dinding samping dan dinding penyekat 157
7.5.3 Perencanaan pelat atas 162
7.5.4 Perencanaan pelat dasar dari kaison terbuka 164
7.5.5 Perencanaan pelat atap dan batang melintang gantung dari ruang kerja pada kaison tekanan 164
7.5.6 Perencanaan sisi miring (*cutting edge*) 166
7.6 Konstruksi kaison 168
7.6.1 Pembangunan lantai kerja 168
7.6.2 Alat-alat konstruksi untuk kaison terbuka 168
7.6.3 Alat-alat konstruksi untuk kaison tekanan 171

8 Pondasi Tiang Turap

8.1 Umum 175
8.2 Struktur pondasi tiang turap 175
8.2.1 Bahan-bahan yang digunakan 175
8.2.2 Bentuk struktur 177
8.3 Garis besar cara merencanakan pondasi tiang turap 180
8.3.1 Dasar-dasar perencanaan 180
8.3.2 Perencanaan pelat mahkota dan pengelolaan bagian kepala tiang 182

9 Tembok Menerus Di Bawah Tanah

9.1 Umum 187
9.2 Macam-macam metode tembok menerus di bawah tanah 187
9.3 Pemakaian cara tembok menerus di bawah tanah 189
9.4 Perencanaan tembok menerus di bawah tanah 190
9.5 Pelaksanaan tembok menerus di bawah tanah 191
9.6 Stabilisasi permukaan tembok tergali dan air lumpur buatan 193

10 Turap, Bendungan Elak Sementara

10.1 Umum 195
10.2 Macam turap dan cara bendungan elak sementara 196
10.3 Hal-hal yang perlu diperhatikan dalam memilih metode 197
10.4 Hal-hal yang perlu diperhatikan dalam perencanaan dan pembangunan 199
10.5 Perencanaan turap (bendungan elak sementara) dengan tiang tegak dan papan turap serta turap baja tunggal 200
10.5.1 Perencanaan umum 200
10.5.2 Perencanaan 205
10.6 Perencanaan bendungan elak sementara dengan turap baja rangkap 211
10.7 Contoh perhitungan untuk merencanakan bendungan elak sementara dengan turap baja rangkap 216

11 Perbaikan Lapisan Tanah Dasar Yang Lunak

11.1 Umum 223
11.2 Klasifikasi metode perbaikan lapisan tanah dasar yang lunak 226
11.3 Perbaikan lapisan tanah dasar yang lunak dan kohesip 228
11.3.1 Metode perbaikan permukaan 231
11.3.2 Metode perpindahan 232
11.3.3 Metode timbunan imbangan-berat 233
11.3.4 Metode pembebanan perlahan-lahan 234

11.3.5 Metode pembebanan 235
11.3.6 Metode drainasi vertikal 237
11.3.7 Metode tiang pasir padat 241
11.3.8 Metode tiang kapur 244
11.3.9 Metode pencampuran lapisan dalam (*Deep layer mixing treatment method*) 245
11.4 Perbaikan tanah pondasi berpasir lepas 246
11.4.1 Metode tiang pasir padat 249
11.4.2 Metode vibro flotasi (*Vibroflotation method*) 252
11.5 Perbaikan stabilitas lapisan dangkal 253
11.5.1 Peningkatan stabilitas dengan pemadatan 254
11.5.2 Perbaikan stabilitas dengan penyesuaian gradasi 256
11.5.3 Perbaikan stabilitas dengan kapur atau semen 257
11.5.4 Perbaikan stabilitas dengan grouting 258
11.5.5 Perbaikan stabilitas dengan pembekuan 260

12 Drainasi

12.1 Umum 263
12.2 Macam-macam metode drainasi 263
12.3 Pemilihan metode drainasi 264
12.4 Metode drainasi dengan alur dangkal 265
12.5 Metode drainasi sumuran dalam 266
12.6 Metode titik sumur 267
12.7 Metode sumuran dalam dengan vakum 269
12.8 Metode osmose-elektris 269

13 Penjangkaran Tanah

13.1 Umum 271
13.2 Macam-macam penjangkaran tanah 271
13.3 Perencanaan jangkar 273
13.4 Pengujian jangkar 275
13.5 Berbagai metode penjangkaran tanah 275

14 Tembok Penahan

14.1 Macam dan pemakaian tembok penahan 279
14.1.1 Tembok penahan tembok batu dan yang berupa balok 279
14.1.2 Tembok penahan beton tipe gravitasi 279
14.1.3 Tembok penahan beton dengan sandaran 279
14.1.4 Tembok penahan beton bertulang dengan balok kantiliver 281
14.1.5 Tembok penahan beton bertulang dengan penahan (*buttress*) 281
14.1.6 Tembok penahan beton bertulang dengan tembok penyokong 281
14.1.7 Tembok penahan khusus 282

14.1.8 Pemilihan macam tembok penahan 282
14.2 Perencanaan tembok penahan 282
14.2.1 Hal-hal dasar dalam merencanakan tembok penahan 283
14.2.2 Pendekatan terhadap perencanaan bermacam-macam tembok penahan dan contoh-contoh perencanaan 284
14.3 Pelaksanaan pekerjaan tembok penahan 300
14.3.1 Dalamnya pelindung tembok penahan 300
14.3.2 Pekerjaan drainasi 301
14.3.3 Sambungan lepas (*expansion joint*) dan sambungan konstruksi (*construction joint*) 301

15 Kepala Dan Pilar Jembatan

15.1 Jenis dengan penerapan kepala jembatan dan pilar jembatan 303
15.1.1 Kepala jembatan 303
15.1.2 Pilar jembatan 304
15.2 Penggerusan 305
15.2.1 Mekanisme penggerusan sekitar pilar 306
15.2.2 Cara penaksiran dalamnya penggerusan 306
15.2.3 Metode perlindungan terhadap penggerusan 307
15.3 Gaya luar yang bekerja pada kepala jembatan dan pilar jembatan 307
15.3.1 Kepala jembatan 307
15.3.2 Pilar jembatan 308
15.4 Perencanaan kepala jembatan 309
15.4.1 Pendekatan dalam perencanaan kepala jembatan dengan penopang 311
15.4.2 Perencanaan parapet (sandaran) 314
15.4.3 Perencanaan sayap 315
15.5 Garis besar perencanaan pilar 318

16 Gorong-Gorong

16.1 Bangunan gorong-gorong persegi 322
16.1.1 Dasar perencanaan 322
16.1.2 Beban yang dipergunakan untuk perencanaan 322
16.1.3 Detail bangunan 324
16.2 Gorong-gorong bundar 327
16.2.1 Beban yang dipergunakan dalam perencanaan 328
16.2.2 Perencanaan 329
16.3 Contoh perencanaan gorong-gorong persegi 330
16.3.1 Kondisi perencanaan 330
16.3.2 Perhitungan beban 330
16.3.3 Analisa kerangka kaku 332
16.3.4 Perhitungan gaya setempat dari tiap-tiap bagian 332
16.3.5 Perencanaan tiap-tiap bagian penampang 334

1 TANAH SEBAGAI BAHAN PONDASI

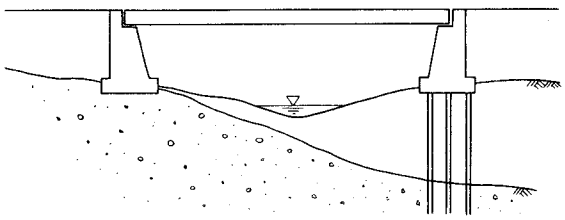
1.1 Umum

Tanah selalu mempunyai peranan yang penting pada suatu lokasi pekerjaan konstruksi. Tanah adalah pondasi pendukung suatu bangunan, atau bahan konstruksi dari bangunan itu sendiri seperti tanggul atau bendungan, atau kadang-kadang sebagai sumber penyebab gaya luar pada bangunan, seperti tembok/dinding penahan tanah. Jadi tanah itu selalu berperan pada setiap pekerjaan teknik sipil.

Tenaga-tenaga Teknik Sipil yang berkecimpung dalam perencanaan atau pelaksanaan bangunan, perlu mempunyai pengertian yang mendalam mengenai fungsi-fungsi serta sifat tanah itu bila dilakukan pembebanan terhadapnya.

Dalam Bab. 1 dan Bab. 2 ini disajikan bahan-bahan dasar mengenai mekanika tanah yang diperlukan untuk memahami teknik dasar dalam mekanika tanah.

Mengingat hampir semua bangunan itu dibuat di atas atau di bawah permukaan tanah, maka harus dibuatkan pondasi yang dapat memikul beban bangunan itu atau gaya yang bekerja melalui bangunan itu. (Lihat Gbr. 1.1) Umpamanya, jika tanah itu cukup keras dan mampu untuk memikul suatu pangkal/kepala jembatan, maka pondasi kepala jembatan itu dapat dibangun langsung di atas tanah itu. Bila dikhawatirkan akibat tanah itu akan rusak atau turun akibat gaya yang bekerja melalui kepala jembatan itu, maka kadang-kadang diperlukan suatu alat/konstruksi seperti tiang pancang atau kaison untuk meneruskan gaya tersebut itu ke lapisan tanah yang mampu memikul gaya itu sepenuhnya. Kadang-kadang akibat suatu kesulitan yang membahayàkan, tindakan perbaikan lapisan tanah adalah lebih menguntungkan.



Gbr. 1.1 Kepala jembatan dan daya dukung.

Masalah-masalah teknik seperti yang tersebut di atas yang sering dijumpai oleh ahli-ahli teknik sipil, harus dipertimbangkan sedalam-dalamnya, yakni untuk meramal dan menentukan kemampuan daya dukung tanah beserta kemungkinan dalamnya penurunan yang akan terjadi yang disebabkan oleh gaya yang bekerja.

Bila suatu kepala jembatan dibangun langsung di atas suatu lapisan tanah keras yang terletak di bawah suatu lapisan tanah yang lunak, maka kita perlu juga memperkirakan dan menentukan agar lereng galian itu cukup stabil. Demikian pula perlu diperkirakan pengaruh dari keadaan air tanah dalam lapisan yang lunak beserta kesulitan-kesulitan yang dapat ditimbulkannya selama pekerjaan berlangsung.

Selanjutnya, bila suatu kepala jembatan dihubungkan dengan suatu tanah timbunan, maka harus diadakan analisa mengenai tabiat dari tanah yang diakibatkan oleh tekanan beban dinamis dan keadaan pemadatan tanah timbunan itu.

Untuk mengadakan peramalan dan penilaian teknis sedemikian diperlukan pengertian yang mendalam mengenai karakteristik mekanis dari tanah. Hal ini akan dijelaskan pada pasal-pasal yang berikut. Selanjutnya perlu dikemukakan bahwa pengalaman dan pengetahuan mengenai kondisi tanah yang telah diadakan pembangunan beserta kondisi bangunan itu, adalah berguna untuk mengatasi masalah yang sedang dihadapi.

1.2 Klasifikasi Tanah

Suatu klasifikasi mengenai tanah adalah perlu untuk memberikan gambaran sepintas mengenai sifat-sifat tanah dalam menghadapi perencanaan dan pelaksanaan. Jadi, untuk maksud pemanfaatan contoh-contoh perencanaan dan pelaksanaan di masa yang lampau atau ketelitian penggunaan syarat-syarat perencanaan yang digunakan dalam peraturan perencanaan (spesifikasi perencanaan), ternyata diperlukan suatu klasifikasi tanah yang dikelompokkan menurut suatu kriteria yang sama.

Klasifikasi tanah diperlukan antara lain bagi hal-hal sebagai berikut:

1) Perkiraan hasil eksplorasi tanah (persiapan log-bor tanah dan peta tanah dll).
2) Perkiraan standar kemiringan lereng dari penggalian tanah atau tebing.
3) Perkiraan pemilihan bahan (penentuan tanah yang harus disingkirkan, pemilihan tanah dasar, bahan tanah timbunan dll).
4) Perkiraan persentasi muai dan susut.
5) Pemilihan jenis konstruksi dan peralatan untuk konstruksi (pemilihan cara penggalian dan rancangan penggalian).
6) Perkiraan kemampuan peralatan untuk konstruksi.
7) Rencana pekerjaan/pembuatan lereng dan tembok penahan tanah dll. (Pemilihan jenis konstruksi dan perhitungan tekanan tanah.)

Untuk menentukan dan mengklasifikasi tanah, diperlukan suatu pengamatan di lapangan dan suatu percobaan lapangan yang sederhana. Tetapi jika sangat mengandalkan pengamatan di lapangan, maka kesalahan-kesalahan yang disebabkan oleh perbedaan pengamatan perorangan, akan menjadi sangat besar. Untuk memperoleh hasil klasifikasi yang objektif, biasanya tanah itu secara sepintas dibagi dalam tanah berbutir kasar dan berbutir halus berdasarkan suatu hasil analisa mekanis. Selanjutnya tahap klasifikasi tanah berbutir halus diadakan berdasarkan percobaan konsistensi.

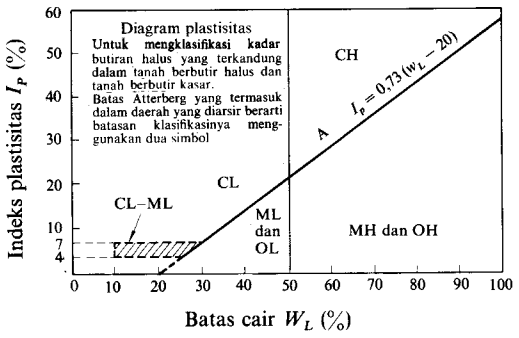
Tabel 1.1 menunjukkan nama, tanda dan standar yang diklasifikasi berdasarkan "Unified Standard Classification System."

Secara sepintas, sekelompok tanah yang diklasifikasi dengan cara demikian, kelihatan pada umumnya mempunyai sifat-sifat yang sama. Tabel 1.2 & 1.3 mencantumkan pengalaman di masa lampau yang memperlihatkan jenis tanah beserta masing-masing sifatnya. Dapat dimengerti bahwa Tabel 1.2 & 1.3 yang hanya diperoleh dari percobaan-percobaan pemisahan yang sederhana, adalah berguna untuk mendapatkan gambaran yang sepintas mengenai survai, perencanaan dan pelaksanaan berbagai pekerjaan yang berhubungan dengan tanah.

Di samping "Unified Classification Method," di beberapa negara terdapat berbagai metoda klasifikasi yang ditentukan dalam buku pedoman untuk peraturan perencanaan. Tetapi mengingat batas ukuran diameter butir untuk kerikil, pasir, lanau (*silt*) dan lempung (*clay*) sering berbeda dari negara ke negara yang lain dan dari waktu ke waktu yang lain seperti yang diperlihatkan dalam Gbr. 1.2 maka sebelumnya harus diperhati-

kan batas ukuran yang dipergunakan. Jadi bila mana menggunakan suatu Metode Klasifikasi Tanah, sangat perlu dimengerti dasar-dasar metode klasifikasi tersebut.

Tabel 1.1 Sistim klasifikasi tanah (ASTM D 2487–66T)

Klasifikasi umum			Simbol klasifikasi	Nama jenis	Kriteria klasifikasi	
Tanah berbutir kasar, lebih dari 50% tertahan pada ayakan 74 μ	50% atau lebih bagian kasar dari butiran kasar tertahan pada ayakan 4,76 mm	Kerikil bersih	GW	Kerikil yang mempunyai pembagian ukuran butir yang baik, campuran kerikil dan pasir, sedikit atau tanpa butiran halus	Klasifikasi berdasarkan pada persentase butiran halus 50% atau kurang : GW, GP, SW, SP Lebih dari 12% : GM, GC, SM, SC 5% s/d 12% : Batasan Klasifikasi yang mempunyai simbol ganda.	$U_c = D_{60}/D_{10}$ lebih besar dari 4 $U_c' = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ bernilai antara 1–3
			GP	Kerikil yang mempunyai pembagian ukuran butir yang buruk, campuran kerikil dan pasir, sedikit atau tanpa butiran halus		Tidak sesuai dengan kriteria GW.
		Kerikil berikut butiran halusnya	GM	Kerikil berlanau, campuran kerikil, pasir dan lanau		Batas Atterberg terletak di bawah garis A atau Index Plastisitas < dari 4 — Bila batas Atterberg berada pada daerah yang diarsir dari diagram di bawah ini, dipakai 2 simbol sehubungan dengan batasan penggolongan
			GC	Kerikil berlempung, campuran kerikil, pasir dan lempung		Batas Atterberg terletak di atas garis A dan Index Plastisitas > dari 7
	50% atau lebih pasir kasar dari butiran kasar lolos melalui ayakan 4,76 mm	Pasir bersih	SW	Pasir yang mempunyai pembagian ukuran butir yang baik, pasir dari pecahan kerikil, tanpa atau sedikit butiran-halus		$U_c = D_{60}/D_{10}$ lebih besar dari 6 $U_c' = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ bernilai antara 1–3
			SP	Pasir yang mempunyai pembagian ukuran butir yang buruk, pasir dari pecahan kerikil, tanpa atau sedikit butiran-halus		Tidak sesuai dengan kriteria SW
		Pasir berikut butiran halusnya	SM	Pasir berlanau, campuran pasir dan lanau		Batas Atterberg terletak di bawah garis A atau Index Plastisitas < dari 4 — Bila batas Atterberg berada pada daerah yang diarsir dari diagram di bawah ini, dipakai 2 simbol sehubungan dengan batasan klasifikasi
			SC	Pasir berlempung, campuran pasir dan lempung		Batas Atterberg terletak di atas garis A atau Index Plastisitas > dari 7
Tanah berbutir halus lebih dari 50% lolos ayakan 74 μ	Lanau dan lempung LL ≦ 50		ML	Lanau inorganik, pasir sangat halus, debu padas, pasir halus berlanau atau berlempung		
			CL	Lempung inorganik dengan plastisitas rendah atau sedang, lempung dari kerikil Lempung berpasir, lempung berlanau, lempung dengan viskositas rendah		
	Lanau dan lempung LL > 50		OL	Lanau organik dengan plastisitas rendah dan lempung berlanau organik		
			MH	Lanau inorganik, pasir halus atau lanau dari mika atau ganggang (diatomae), lanau elastis		
			CH	Lempung inorganik dengan plastisitas tinggi, lempung dengan viskositas tinggi		
			OH	Lempung organik dengan plastisitas sedang sampai tinggi		
Tanah dengan kadar organik tinggi			PT	Gambut, lumpur hitam dan tanah berkadar Organik tinggi lainnya	Dapat dibedakan dengan mata dan tangan ASTM lihat D 2488–66T.	

Tabel 1.2 Tabel klasifikasi berdasarhan cara "Unified Classification" (Untuk Tanah Urugan dan Tanah Pondasi).

Klasifikasi Umum (1)	(2)	Simbol klasifikasi (3)	Jenis Tanah (4)	Penyesuaian sebagai pengisi (5)	Koefisien permeabilitas k (cm/det) (6)	Karakteristik pemadatan (7)	Berat Volume kering γ_d(t/m^3) (8)	Penyesuaian untuk tanah pondasi (9)	Penyesuaian permeabilitas (10)
Tanah berbutir kasar	Kerikil tanah dari pecahan kerikil	GW	Kerikil atau campuran kerikil dan pasir yang mempunyai pembagian ukuran butir yang baik, sedikit atau tanpa butiran halus	Sangat stabil, dipergunakan untuk bagian yang tidak kedap air pada tanggul atau bendungan	$> 10^{-2}$	Baik, traktor ban karet (rubber tire), penggilas roda baja (steel-wheel roller)	2,00–2,16	Daya dukung baik	Dinding halang (cut-off wall)
		GP	Kerikil atau campuran kerikil dan pasir yang mempunyai pembagian pasir yang mempunyai pembagian ukuran butir yang jelek, sedikit atau tanpa butiran halus	Cukup stabil, dipergunakan untuk bagian yang tidak kedap air pada tanggul atau bendungan	$> 10^{-2}$	Baik, traktor ban karet (rubber tire), penggilas roda baja (steel wheel roller)	1,84–2,00	Daya dukung baik	Dinding halang (cut-off wall)
		GM	Kerikil berlanau, campuran kerikil pasir dan lempung	Cukup stabil, tidak begitu cocok untuk bagian yg tidak kedap air, tetapi dipakai sebagai inti atau selimut yang kedap air	10^{-3}–10^{-6}	Baik, diperlukan pengawasan pekerjaan yang ketat, ban karet (rubber tire), penggilas kaki domba (sheep foot roller) dll	1.92–2.16	Daya dukung baik	Untuk parit kaki (toe trench) atau kadang-kadang tidak diperlukan
		GC	Kerikil berlempung, campuran kerikil pasir dan lempung	Agak stabil, dipergunakan sebagai inti yang kedap air	10^{-6}–10^{-8}	Baik, ban karet (rubber tire), penggilas kaki domba (sheep foot roller) dll	1,84–2,08	Daya dukung baik	Tidak perlu
	Pasir dan tanah berpasir	SW	Pasir yang mempunyai pembagian ukuran butir yang baik, atau pasir dari pecahan kerikil, sedikit atau tanpa butiran halus	Sangat stabil, dipergunakan untuk bagian yang tidak kedap air, tetapi perlu untuk pelindung lereng	$> 10^{-3}$	Baik, traktor	1,70–2,08	Daya dukung baik	Selimut hulu (upstream blanket) dan drainasi kaki atau sumur
		SP	Pasir yang mempunyai pembagian ukuran butir yang jelek, atau pasir dari pecahan kerikil, sedikit atau tanpa butiran halus	Cukup stabil, dipergunakan untuk penampang tanggul yang tidak begitu curam	$> 10^{-3}$	Baik, traktor	1,60–1,92	Daya dukung baik atau tidak baik tergantung pada berat volumenya	Selimut hulu (upstream blanket) dan drainasi kaki atau sumur
		SM	Pasir berlanau, campuran pasir dan lanau	Agak stabil, tidak begitu cocok untuk bagian yang tidak kedap air, tetapi dipakai sebagai inti atau selimut yang kedap air	10^{-3}–10^{-6}	Baik, diperlukan pengawasan pekerjaan yang ketat, ban karet (rubber tire), penggilas kaki domba (sheep foot roller)	1,76–2,00	Daya dukung baik atau tidak baik tergantung pada berat volumenya	Selimut hulu (upstream blanket) dan drainasi kaki atau sumur
		SC	Pasir berlempung, campuran pasir dan lempung	Agak stabil, dipergunakan sebagai inti yang kedap air untuk tanggul pengelak banjir	10^{-6}–10^{-8}	Baik, penggilas kaki domba (sheep foot-roller), penggilas dengan ban bertekanan (penumatic tired roller)	1.68–2,00	Daya dukung baik atau buruk	Tidak perlu
Tanah berbutir halus	Lanau dan Lempung LL < 50	ML	Lanau inorganik, pasir sangat halus, debu padas, pasir halus berlanau atau berlempung atau lanau berlempung dengan plastisitas rendah	Stabilitas buruk, dipakai sebagai tanah pengisi bila telah dikerjakan seperlunya	10^{-3}–10^{-6}	Baik atau buruk, pengawasan terhadap pekerjaan penting sekali, penggilas dengan ban bertekanan, penggilas kaki domba	1.52–1.92	Sangat buruk, memungkinkan timbulnya aliran	Untuk parit kaki atau kadang-kadang tidak diperlukan
		CL	Lempung inorganik, yang mempunyai plastisitas lebih rendah dari harga rata-rata, lempung dari kerikil, lempung berpasir, lempung berlanau, lempung dengan viskositas kecil	Stabil, cocok untuk inti dan selimut kedap air	10^{-6}–10^{-8}	Baik atau tidak baik, penggilas kaki domba, penggilas dengan ban bertekanan	1.52–1.92	Daya dukungnya menjadi baik atau buruk	Tidak perlu
		OL	Lanau inorganik dengan plastisitas rendah dan lempung berlanau	Tidak cocok untuk tanah pengisi	10^{-4}–10^{-6}	Baik atau tidak baik, penggilas kaki domba, (sheep-foot roller)	1.28–1.60	Daya dukungnya menjadi baik atau buruk, penurunan yang besar mungkin terjadi	Tidak perlu
	Lanau dan Lempung LL > 50	MH	Lanau inorganik, lempung halus berpasir atau berlanau yang mempunyai butiran mika atau ganggang (diatomae)	Stabilitas sedikit jelek, dipakai untuk inti dari bendungan pemampatan hidrolis, tetapi tidak cocok untuk pemadatan dengan penggilas	10^{-4}–10^{-6}	Buruk atau tidak cocok penggilas kaki domba. (sheep-foot roller)	1.12–1.52	Daya dukungnya buruk	Tidak perlu
		CH	Lempung inorganik berplastisitas tinggi, lempung berviskositas tinggi	Agak stabil pada lereng yang landai, dipakai untuk inti yang tipis, selimut dan tanah tanggul	10^{-6}–10^{-8}	Baik atau tidak baik, penggilas kaki domba. (sheep-foot roller)	1.20–1.68	Daya dukungnya baik atau buruk	Tidak perlu
		OH	Lempung organik yang berplastisitas melebihi rata-rata, lanau organik	Tidak cocok untuk tanah pengisi	10^{-6}–10^{-8}	Buruk atau tidak cocok, penggilas kaki domba. (sheep-foot roller)	1.04–1.06	Daya dukungnya sangat buruk	Tidak perlu
Tanah organik ekstrim		Pt	Gambut (peat) dan tanah organik ekstrim lainnya	Tidak dipakai untuk konstruksi		Tidak praktis bila dipakai setelah pemadatan		Dikeluarkan dari tanah pondasi dan tidak dipergunakan	

Catatan:
1. Nilai-nilai pada kolom (6) dan (8) hanya merupakan Nilai Standard. Perencanaan diambil dari hasil-hasil test.
2. Pada kolom (7), bila kondisi kelembaban dan dalamnya pengaruh tekanan dipilih baik-baik, kerapatan yang diperlukan dapat diperoleh dengan mesin-mesin yang disebutkan di atas, dengan frekuensi yang sesuai.
3. Berat Volume Kering pada kolom (8) menunjukkan Nilai pada saat pemadatan dengan energi pemadatan berdasarkan Sistim Klasifikasi Tanah AASHO pada kadar air optimum.

Tabel 1.3 Klasifikasi berdasarkan "Unified Soil Classification" (Untuk Saluran dan Landasan)

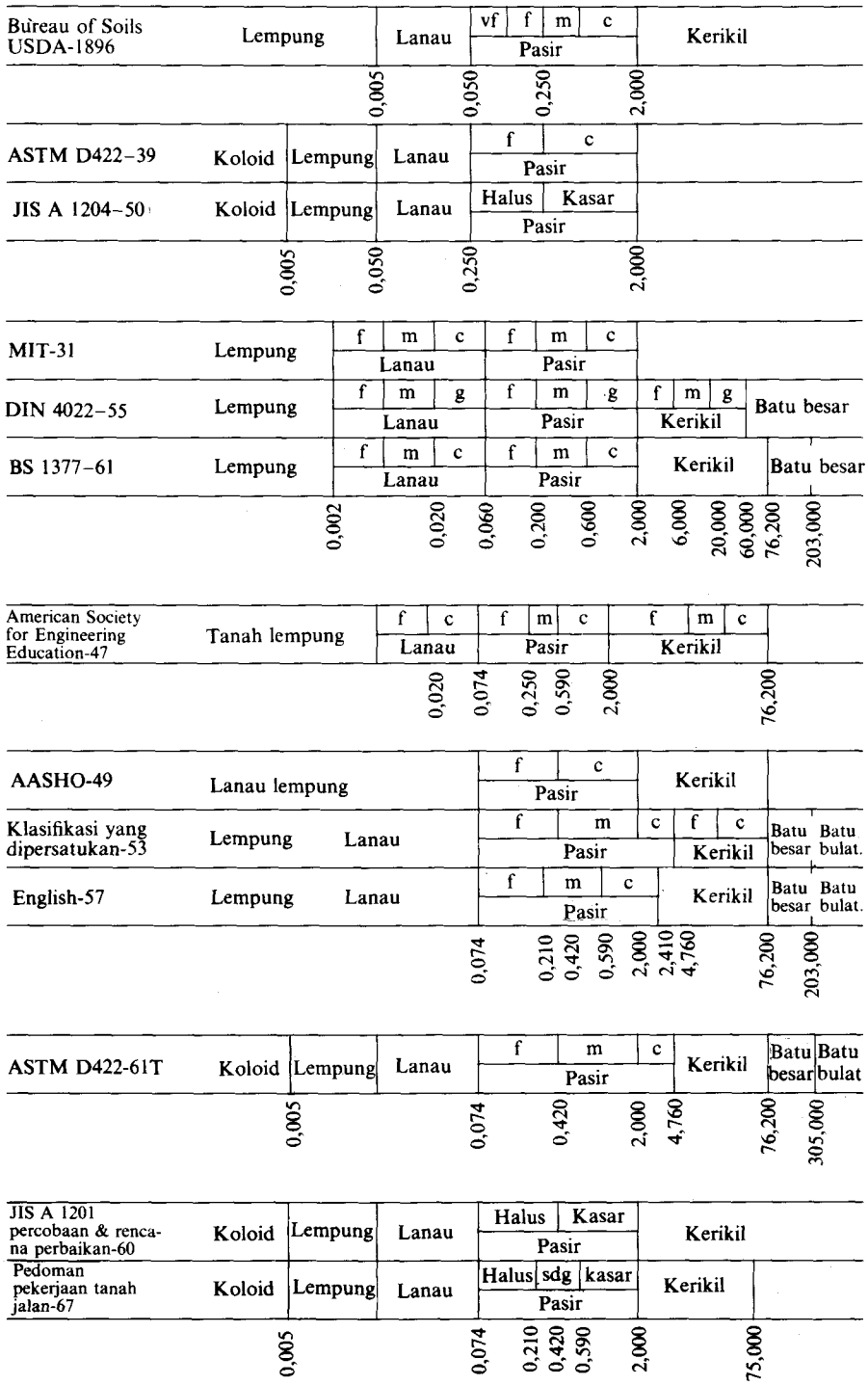
Klasifikasi Umum		Simbol Klasifikasi		Jenis tanah	Penyesuaian untuk pondasi andaikata tidak ada pembekuan	Penyesuaian untuk lapisan sub dasar tepat di bawah aspal jalan	Kemungkinan membeku	Kompressibilitas & pengembangan.	Sifat drainasi	Alat Pemadat	Berat Volume kering (t/m³)	CBR lapangan	Koefisien reaksi permukaan bawah k (kg/cm³)
(1)	(2)	(3)		(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)
Tanah berbutir kasar	Kerkil dan tanah dari pecahan kerikil	GW		Kerikil dengan pembagian ukuran butir yang baik, campuran kerikil dan pasir sedikit atau tanpa butiran halus	Sangat baik	Baik	Tidak atau sangat kecil	Praktis tidak ada	Memuaskan	Traktor Cartepillar mesin dengan ban bertekanan, penggilas beroda baja	2,00–2,24	60–80	8,3 atau lebih
		GP		Kerikil dengan pembagian ukuran butir yang buruk, campuran kerikil dan pasir, sedikit atau tanpa butiran halus.	Baik atau sangat baik	Tidak baik atau baik	Tidak atau sangat kecil	Praktis tidak ada	Memuaskan	Traktor Caterpillar mesin dengan ban bertekanan, penggilas beroda baja	1,76–2,08	25–60	8,3 atau lebih
		GM	d	Kerikil berlanau campuran kerikil pasir, dan lanau	Baik atau sangat baik	Cukup baik atau baik	Sedikit atau sedang	Sangat kecil	Cukup baik atau tidak baik	Mesin dengan ban bertekanan, penggilas kaki domba, kontrol kelembaban yang ketat	2,08–2,32	40–80	8,3 atau lebih
			u		Baik	Tidak baik	Sedikit atau sedang	Kecil	Tidak baik atau praktisnya kedap air	Mesin dengan ban bertekanan, penggilas kaki domba	1,92–2,24	20–40	5,5–8,3
		GC		Kerikil berlempung campuran kerikil, pasir dan lempung	Baik	Tidak baik	Sedikit atau sedang	Kecil	Tidak baik atau praktisnya kedap air	Mesin dengan ban bertekanan, penggilas kaki domba	1,92–2,24	20–40	5,5–8,3
	Pasir dan tanah berpasir	SW		Pasir dengan pembagian ukuran butir yang baik atau pasir dari pecahan kerikil, sedikit atau tanpa butiran halus	Baik	Tidak baik	Tidak atau sangat kecil	Praktis tidak ada	Memuaskan	Traktor Caterpillar mesin dan ban bertekanan	1,76–2,08	20–40	5,5–8,3
		SP		Pasir dengan pembagian ukuran butir yang buruk, atau pasir dari pecahan kerikil sedikit atau tanpa butiran halus	Cukup baik atau baik	Tidak baik atau tidak cocok	Tidak atau sangat kecil	Praktis tidak ada	Memuaskan	Traktor Caterpillar mesin dengan ban bertekanan	1,60–1,92	10–25	5,5–8,3
		SM	d	Pasir berlanau, campuran pasir dan lanau	Baik	Tidak baik	Sedikit atau banyak	Sangat kecil	Baik atau tidak baik.	Mesin dgn. ban bertekanan, penggilas kaki domba, kontrol kelembaban yang ketat	1,92–2,16	20–40	5,5–8,3
			u		Cukup baik atau baik	Tidak cocok	Sedikit atau banyak	Kecil atau sedang	Tidak baik atau praktisnya kedap air	Mesin dengan ban bertekanan, penggilas kaki domba	1,68–2,08	20–40	5,5–8,3
		SC		pasir berlempung, campuran pasir dan lempung	Cukup baik atau baik	Tidak cocok	Sedikit atau banyak	Kecil atau sedang	Tidak baik atau praktisnya kedap air	Mesin dengan ban bertekanan, penggilas kaki domba	1,68–2,08	10–20	5,5–8,3
Tanah berbutir halus	Lanau dan lempung LL < 50	ML		Lanau inorganik, pasir sangat halus, debu batu, pasir halus berlanau atau berlempung atau lanau berlempung dengan plastisitas rendah	Cukup baik atau tidak baik	Tidak cocok	Sedang atau sangat tinggi	Kecil atau sedang	Baik atau tidak baik	Mesin dengan ban bertekanan penggilas kaki domba, kontrol kelembaban yang ketat	1,6–2,00	5–15	2,8–5,5
		CL		Lempung inorganik yang mempunyai plastisitas lebih rendah dari harga rata-rata, lempung dari kerikil, lempung berpasir, lempung berlanau, lempung dengan viskositas kecil	Cukup baik atau tidak baik	Tidak cocok	Sedang atau tinggi	Sedang	Praktisnya kedap air	Mesin dengan ban bertekanan, penggilas kaki domba	1,6–2,00	5–15	2,8–5,5
		OL		Lanau inorganik dengan plastisitas rendah dan lempung berlanau	Tidak baik	Tidak cocok	Sedang atau tinggi	Sedang atau tinggi	Tidak baik	Mesin dengan ban bertekanan, penggilas kaki domba	1,44–1,68	4–8	2,8–5,5

Tabel 1.3 Klasifikasi berdasarkan "Unified Soil Classification" (Untuk Saluran dan Landasan)

Klasifikasi Umum (1)	(2)	Simbol Klasifikasi (3)	Jenis tanah (4)	Penyesuaian untuk pondasi andaikata tidak ada pembekuan (5)	Penyesuaian untuk lapisan sub dasar tepat di bawah aspal jalan (6)	Kemungkinan membeku (7)	Kompresibilitas & pengembangan. (8)	Sifat drainasi (9)	Alat Pemadat (10)	Berat Volume kering (t/m³) (11)	CBR lapangan (12)	Koefisien reaksi permukaan bawah k (kg/cm³) (13)
	Lanau dan lempung LL > 50	MH	Lanau inorganik, lempung halus berpasir atau berlanau yang mempunyai butiran mika atau ganggang (diatomae)	Tidak baik	Tidak cocok	Sedang atau sangat tinggi	Tinggi	Cukup baik atau baik	Penggilas kaki domba	1,28–1,60	4–8	2,8–5,5
		CH	Lempung inorganik berplastisitas tinggi, lempung berviskositas tinggi	Tidak baik	Tidak cocok	Sedang	Tinggi	Praktis-nya kedap air	Penggilas kaki domba	1,44–1,76	3–5	1,4–2,8
		OH	Lempung organik yang berplastisitas melebihi rata-rata, lanau organik	Tidak baik atau sangat jelek	Tidak cocok	Sedang	Tinggi	Praktis-nya kedap air	Penggilas kaki domba	1,28–1,68	3–5	1,4–2,8
Tanah organik ekstrim		Pt	Gambut dan tanah organik ekstrim lainnya	Tidak cocok	Tidak cocok	Sedikit	Sangat besar	Cukup baik atau baik	Tidak praktis dengan pemadatan	—	—	—

Catatan:

1. GM dan SM dalam kolom (3) digolongkan secara lebih teliti dalam d dan u hanya untuk jalan raya dan lapangan terbang. Penggolongan yang lebih teliti ini didasarkan pada batas Atterberg dan d (misal GMd) dipergunakan untuk LL $\leqq$ 28 dan PI $\leqq$ 6; u digunakan untuk LL < 28.
2. Nilai pada kolom (5) adalah untuk permukaan bawah dan lapisan sub dasar, tidak termasuk lapisan yang terletak tepat di bawah aspal jalan.
3. Dalam kolom (3) "sangat baik" dimaksudkan bila dipakai batu pecah yang bermutu baik.
4. Tanah-tanah pada kolom (7) mengalami pembekuan jika kondisinya menurut buku petunjuk cenderung menyebabkan terjadinya pembekuan.
5. Dalam kolom (10) jika kondisi kelembaban dan dalamnya pengaruh tekanan diperhatikan benar-benar, maka kepadatan yang diperlukan dapat diperoleh dari daftar peralatan di atas, dengan frekuensi yang sesuai. Hal ini dikarenakan sifat-sifat tanah yang berbeda-beda dari setiap kelompok, memerlukan peralatan yang berbeda. Atau dalam hal tertentu diperlukan beberapa peralatan yang terdaftar di atas. Dalam hal tertentu perlu dipakai kombinasi dua buah peralatan.
   a. *Bahan lapisan sub dasar dan batu bersudut lainnya.*
      Untuk batu-batu bersudut yang dibatasi sebagai butiran halus atau lolos saringan, maka dapat dipakai penggilas beroda baja. Untuk bahan-bahan lunak yang cenderung mengalami penurunan mutu, maka dapat dipakai mesin dengan ban bertekanan.
   b. *Penyelesaian akhir.*
      Selama pekerjaan mencakup masalah penuangan, maka penggilas dengan ban bertekanan cocok untuk segala jenis tanah dan bahan-bahan pilihan lainnya.
   c. *Ukuran mesin.*
      Untuk menjaga kepadatan yang tinggi, yang diperlukan dalam pembuatan lapangan terbang, mesin-mesin perlu mempunyai ukuran-ukuran sebagai berikut:
      Traktor Caterpillar.....Berat total 15 ton atau lebih.
      Mesin dengan ban bertekanan.....Berat roda 7,5 ton atau lebih. Untuk bahan tertentu kadang-kadang diperlukan berat roda 20 ton (tekanan sentuh kira-kira 4.5–10,5 kg/cm²).
      Penggilas kaki domba (Sheepsfoot roller).....Umumnya dengan satuan tekanan sekitar 17,5 kg/cm² (untuk kaki 40–80 cm²) tetapi untuk mendapatkan kepadatan yang dikehendaki seringkali diperlukan tekanan unit 45 kg/cm² untuk bahan tertentu. Luas kaki disyaratkan 5% lebih besar dari luas keliling drumnya (dengan anggapan bahwa luas tersebut merupakan luas dari ujung kaki).
6. Berat volume kering pada kolom (11) adalah nilai pada saat pemadatan dengan tenaga pemadatan didasarkan pada sistim penggolongan tanah AASHO yang telah diperbaiki, dengan kadar air optimum.

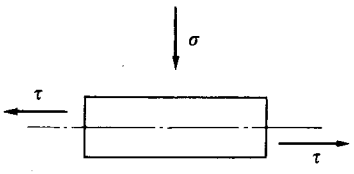


Gbr. 1.2 Klasifikasi tanah berdasarkan pada diameter butir (satuan: mm). (vf: sangat halus; f: halus; m: sedang, c: kasar; g: besar)

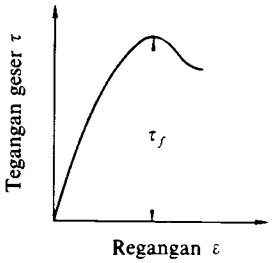
1.3 Kekuatan Geser Tanah (*Shear Strength*)

Nilai kekuatan geser tanah antara lain diperlukan untuk menghitung daya dukung tanah atau untuk menghitung tekanan tanah yang bekerja pada tembok penahan tanah.

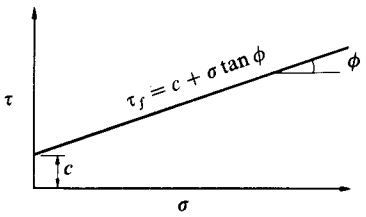
Bila gaya geser bekerja pada permukaan di mana bekerja pula tegangan normal, seperti yang diperlihatkan dalam Gbr. 1.3, maka harga τ akan membesar akibat deformasi, mencapai harga batas seperti yang diperlihatkan pada Gbr. 1.4. Bila harga batas yang diperoleh ini digambarkan dengan σ yang berbeda-beda, maka diperoleh Gbr. 1.5. Garis lurus dalam Gbr. 1.5, memperlihatkan karakteristik kekuatan dari tanah yang dinyatakan oleh persamaan.



Gbr. 1.3 Geseran dari tanah.



Gbr. 1.4 Tegangan geser dan regangan.



Gbr. 1.5 Tegangan karakteristik tanah.

$$\tau_f = c + \sigma \tan \phi \tag{1.1}$$

di mana

c: Kohesi tanah yang sebenarnya
ϕ: Sudut geser tanah
σ: Tegangan normal yang bekerja

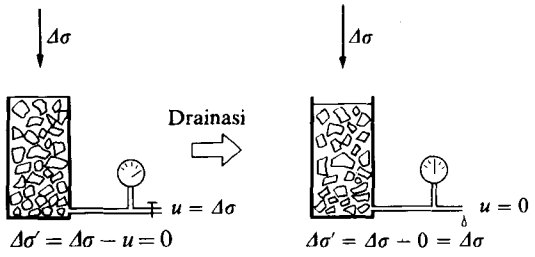
Secara sepintas kekuatan geser dapat dibagi dalam nilai yang tergantung pada tahanan geser antara butir-butir tanah dan kohesi pada permukaan butir-butir tanah itu. Sesuai dengan hal tersebut di atas, seringkali tanah itu dibagi dalam tanah yang kohesif dan tanah yang tidak kohesif. Contoh tanah yang tidak kohesif adalah pasir yang dalam persamaan (1.1) mempunyai harga $c=0$. Contoh tanah yang kohesif adalah lempung. Kohesi dari lempung diperkirakan disebabkan oleh gravitasi listrik dan sifat-sifat dari air yang diserap pada permukaan partikel lempung. Bilamana tanah berada dalam keadaan tidak jenuh, meskipun tanah itu tidak kohesif, maka sifat kohesi itu kadang-kadang dapat terlihat sebagai tegangan permukaan dari air yang terdapat dalam pori-pori. Jadi, kekuatan geser tanah berubah-ubah sesuai dengan jenis dan kondisi tanah itu.

Selanjutnya, untuk mempelajari kekuatan geser tanah kohesif yang berada dalam

MILIK
Badan Perpustakaan
Propinsi Jawa Timur

keadaan jenuh, diperlukan suatu pengertian yang mendalam mengenai peranan dari tekanan air pori.

Jika gaya luar bekerja pada tanah yang jenuh, maka pada permulaan, air yang terdapat di antara pori-pori memikul tekanan normal yang bekerja $\Delta\sigma$. Setelah air pori itu mengalir keluar, tekanan itu berangsur-angsur dipikul oleh butir-butir tanah. Seperti diketahui, tekanan yang dipikul oleh air pori disebut tekanan air pori dan tekanan yang bekerja pada butir-butir disebut tekanan effektif. Tekanan air pori ditambah tekanan effektif disebut tekanan total (Gbr. 1.6).



Gbr. 1.6 Tekanan air pori dan tegangan effektif.

Pada-tanah kohesif, permeabilitas air adalah sangat kecil sehingga air pori sulit disingkirkan. Dengan demikian maka pada jenis tanah kohesif, diperlukan waktu yang lama untuk mencapai keadaan sampai beban luar yang bekerja itu bekerja sepenuhnya sebagai tegangan effektif.

Misalnya: pada pembuatan tanggul untuk pembangunan jalan atau tanggul sungai, maka perlu diperhitungkan bahwa pembuatan tanggul itu akan mengakibatkan peningkatan tekanan total lapisan lempung di bawah. Tetapi yang segera meningkat pada pembuatan tanggul itu adalah tekanan air pori dan tidak akan mengakibatkan peningkatan tegangan geser. Tegangan geser nanti meningkat setelah tegangan effektif mulai meningkat sewaktu tekanan air pori itu menurun.

Dengan kata lain, sebelum σ dalam persamaan (1.1) meningkat sampai sebesar beban tanggul ($\sigma+\Delta\sigma$), tidak akan terdapat peningkatan tegangan geser.

$$\tau_f = c' + \sigma' \tan \phi' \tag{1.2}$$

Di sini: $\sigma' = \sigma - u$

u: Tegangan air pori

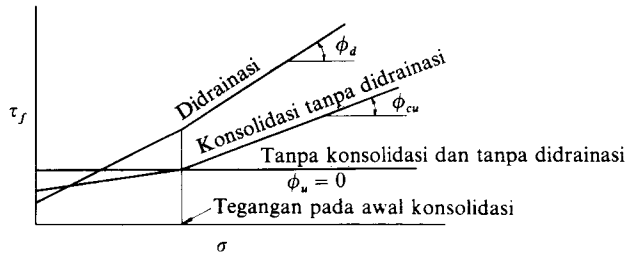
c' dan ϕ' dalam persamaan (1.2) disebut berturut-turut kohesi dan sudut tahanan geser yang dinyatakan dengan keadaan tekanan effektif. Tetapi c dan ϕ dalam pers. (1.1) kadang-kadang disebut juga berturut-turut kohesi dan sudut tahanan geser yang dinyatakan dengan keadaan tekanan total. Pada tanah kohesif, ϕ adalah nol yang dinyatakan dengan keadaan tekanan total.

Ada bermacam-macam percobaan yang dapat dilakukan untuk menentukan kekuatan geser tanah.

Percobaan-percobaan itu adalah pengujian geser langsung (*Direct shear test*), pengujian triaxial (*Triaxial Test*) dan pengujian kekuatan geser unconfined. Untuk menentukan harga c' and ϕ', maka harus dilakukan pengujian konsolidasi tanpa drainasi (*consolidated undrained test = C.U test*) dengan pengujian triaxial yang dapat mengukur tekanan air pori.

Nilai kekuatan geser unconfined (*unconfined compressive strength*) q_u yang diperoleh dari pengujian kekuatan unconfined (*unconfined compression test*) adalah sama dengan

nilai yang diperoleh dari "unconsolidated undrained test" (*u-u test*). Gbr. 1.5 memperlihatkan karakteristik tegangan yang berubah-ubah sesuai dengan kondisi percobaan yakni kondisi drainasi seperti yang terlihat dalam Gbr. 1.7.



Gbr. 1.7 Tegangan karakteristik dari tanah kohesif.

Pada pembangunan tanggul di atas tanah kohesif, penimbunan tidak akan segera mengakibatkan peningkatan kekuatan tanah. Sesudah lapisan tanah dasar dikonsolidasi oleh beban timbunan itu, maka kekuatan geser tanah akan bertambah. Jadi, dalam perhitungan stabilitas sesudah diadakan penimbunan, disarankan agar mengadakan analisa tegangan total dengan menggunakan nilai kekuatan geser yang diperoleh dari percobaan "unconsolidated undrained" atau "unconfined compression test." Selanjutnya dalam penelitian stabilitas untuk jangka panjang, adalah lebih baik mempertimbangkan peningkatan kekuatan tanah dengan menggunakan analisa tegangan effektif.

Mengingat tegangan effektif pada tanah kohesif yang tidak jenuh meningkat sesuai dengan tegangan total, maka kekuatan geser sebagai faktor yang didasarkan pada nilai tegangan total mempunyai sifat peningkatan seperti yang terlihat dalam Gbr. 1.7. Hal ini berlaku juga untuk tanah yang berada dalam keadaan tidak didrainasi ("undrained") sampai seluruh pori itu menjadi jenuh dengan air oleh pembebanan yang terjadi.

Dalam menghadapi persoalan yang bersangkutan dengan kekuatan geser tanah, khususnya untuk tanah-tanah kohesif, maka harus digunakan kekuatan geser yang cocok bagi kondisi tanah itu atau kondisi pembebanan.

Pada tahap-tahap permulaan dari suatu perencanaan, sering diperlukan suatu gambaran yang kasar mengenai harga kekuatan geser sesuai persamaan (1.1) dan (1.2) tanpa melaksanakan pengujian geser. Untuk keperluan ini, harga kekuatan geser itu dapat diperkirakan dari hasil sondir yang diuraikan dalam Bab 3.

1.4 Kemampatan Dan Konsolidasi Tanah

Tanah mempunyai sifat kemampatan yang sangat besar jika dibandingkan dengan bahan konstruksi seperti baja atau beton. Baja dan beton adalah bahan yang tidak mempunyai pori. Itulah sebabnya volume pemampatan baja dan beton itu adalah sangat kecil, sehingga dalam keadaan tegangan biasa baja dan beton tidak mempunyai masalah. Sebaliknya karena tanah mempunyai pori yang besar, maka pembebanan biasa akan mengakibatkan deformasi tanah yang sangat besar. Hal ini tentu akan mengakibatkan penurunan pondasi yang akan merusak konstruksi.

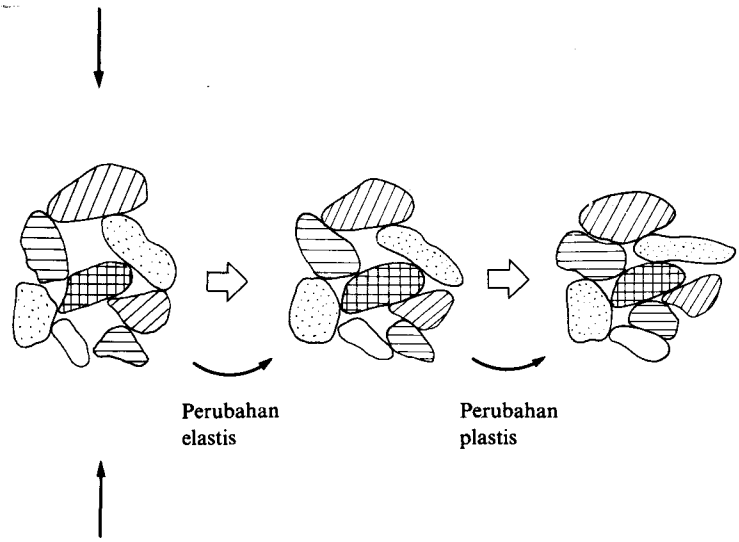
Berlainan dengan bahan-bahan konstruksi yang lain, karakteristik tanah itu didominasi oleh karakteristik mekanisnya seperti permeabilitas atau kekuatan geser yang berubah-ubah sesuai dengan pembebanan.

Mengingat kemampatan butir-butir tanah atau air itu secara teknis sangat kecil sehingga dapat diabaikan, maka proses deformasi tanah akibat beban luar dapat dipandang sebagai suatu gejala penyusutan pori. Gbr. 1.8 menunjukkan, bahwa akibat

dari beban yang bekerja pada tanah, susunan butir-butir tanah berubah atau kerangka struktur butir-butir tanah berubah sehingga angka perbandingan pori (*void ratio*) menjadi kecil yang mengakibatkan deformasi pemampatan.

Jika beban yang bekerja pada tanah itu kecil, maka deformasi itu terjadi tanpa pergeseran pada titk-titik sentuh antara butir-butir tanah. Deformasi pemampatan tanah yang terjadi memperlihatkan gejala yang elastis, sehingga bila beban itu ditiadakan, tanah akan kembali pada bentuk semula. Umumnya beban-beban yang bekerja mengakibatkan pergeseran titik-titik sentuh antara butir-butir tanah, yang mengakibatkan perubahan susunan butir-butir tanah sehingga terjadi deformasi pemampatan. Deformasi sedemikian disebut deformasi plastis, karena bilamana beban ditiadakan, tanah itu tidak akan kembali pada bentuk semula.

Air dalam pori pada tanah yang jenuh air perlu dialirkan ke luar supaya penyusutan pori itu sesuai dengan deformasi atau sesuai dengan perubahan struktur butir-butir seperti yang diperlihatkan dalam Gbr. 1.8. Mengingat permeabilitas tanah kohesif lebih kecil dari permeabilitas tanah pasiran, maka pengaliran keluar air itu membutuhkan waktu yang lama. Jadi untuk mencapai keadaan deformasi yang tetap sesuai dengan beban yang bekerja, diperlukan suatu jangka waktu yang lama. Gejala sedemikian disebut konsolidasi.



Gbr. 1.8 Perubahan dalam struktur butiran.

Bilamana suatu tanggul tanah atau bangunan akan dibangun pada suatu tanah dasar yang lembek, maka sering terjadi tanah dasar itu tidak mempunyai daya dukung yang cukup untuk memikul bangunan tersebut.

Daya dukung yang diperlukan untuk tanah sedemikian dapat ditingkatkan dengan cara konsolidasi bertahap tanah dasar itu dalam jangka waktu yang lama melalui pembangunan tanggul yang bertahap. Untuk mempercepat konsolidasi bertahap ini, maka pada tanah dasar dapat diadakan tindakan khusus tertentu. Dalam menghadapi masalah ini, yang penting adalah meramalkan besarnya proses konsolidasi itu dan besarnya penurunan tanah selama proses konsolidasi. Teori konsolidasi akan diuraikan dalam Bab. 2.

Mengingat gaya yang menyebabkan pemampatan seperti yang diperlihatkan dalam Gbr. 1.8 adalah gaya yang bekerja pada kerangka butir-butir, maka gaya itu adalah merupakan tegangan effektif. Bilamana dalam tanah kohesif yang jenuh, konsolidasi

akibat gaya yang bekerja pada tanah itu telah selesai, atau bilamana tekanan gaya luar itu telah bekerja sepenuhnya pada butir-butir tanah, maka tegangan effektif itu dapat dihitung yakni sama besar dengan besarnya tekanan pada tanah itu. Dalam keadaan sedemikian, ditinjau dari gejala kemampatan, secara teknis tanah kohesif itu adalah sama dengan tanah pasiran.

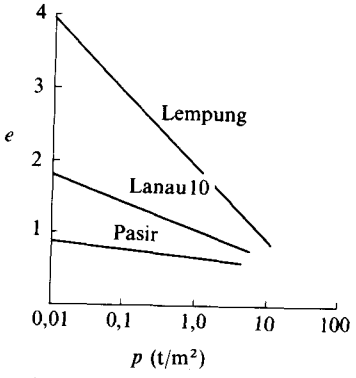
Dari hubungan antara tegangan effektif dengan angka pori dalam Gbr. 1.9 menunjukkan bahwa pasir yang terganggu (*disturbed sand*) dan lepas mempunyai kecenderungan yang sama seperti lanau dan lempung. Tetapi, makin besar angka pori awal dari tanah, maka makin besar pemampatannya, peningkatan penekanan menyebabkan konsolidasi sehingga pemampatan tanah akan berkurang.

Kemampatan tanah dinyatakan dengan koeffisien kemampatan m_v dan indeks pemampatan (*compression index*) C_c.

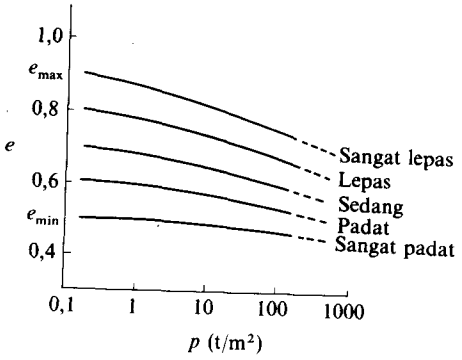
$$m_v = -\frac{1}{1+e}\frac{de}{dp} \tag{1.3}$$

$$C_c = -\frac{de}{d(\log_{10} p)} \tag{1.4}$$

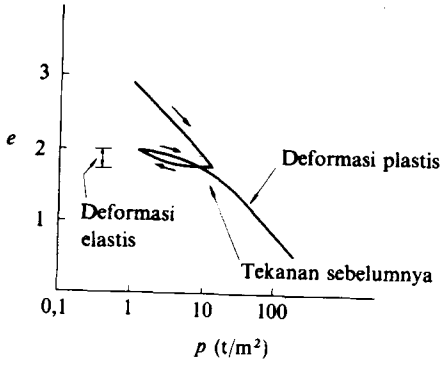
Seperti terlihat dalam Gbr. 1.9, kemampatan tanah berbeda-beda besarnya, yakni sesuai dengan jenis tanah dan kondisi awal tanah itu. Gbr. 1.10 menunjukkan bahwa kemampatan pasir berbeda-beda sesuai dengan kondisi awalnya yakni padat atau lepas. Pasir pengisi dengan kondisi awal yang lepas, mempunyai kemampatan yang lebih besar daripada pasir yang dipadatkan. Pasir lepas itu masih memiliki angka pori yang besar meskipun tekanan statis meningkat.



Gbr. 1.9 Tekanan (tegangan effektif) dan angka pori.



Gbr. 1.10 Keadaan awal dan kompresibilitas pasir.

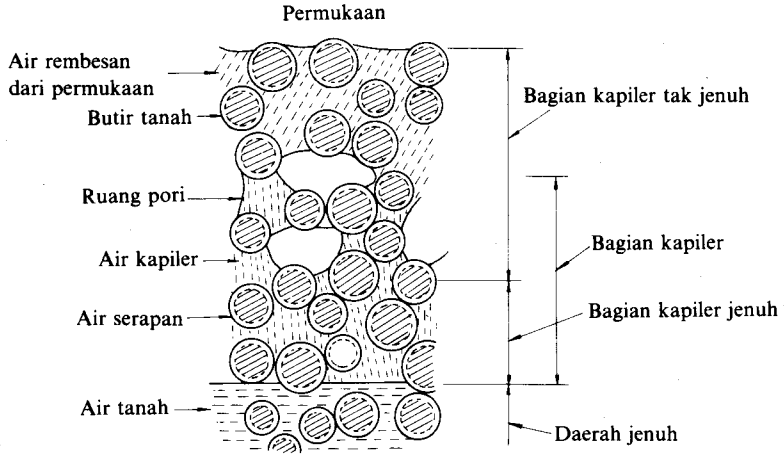


Gbr. 1.11 Diagram histeresis.

Perlu diperhatikan bahwa gangguan terhadap tanah atau pembebanan yang pernah dialami tanah terdahulu, juga merubah kemampatan tanah itu (Gbr. 1.11).

1.5 Permeabilitas Tanah

Air yang terdapat di dalam tanah, dapat dibedakan atas air absorpsi yakni air yang diabsorbsi oleh permukaan butir-butir tanah, air kapiler yakni air yang tertahan dalam pori oleh tegangan permukaan dan air gravitasi yakni air yang bergerak sepanjang pori oleh gaya gravitasi. Air dalam tanah adalah air bebas dalam zone jenuh (*saturation zone*) yang selanjutnya dapat dibedakan atas air tanpa tekanan dengan permukaan yang bebas dan air tanah terkekang tanpa permukaan bebas. (Gbr. 1.12).



Gbr. 1.12 Air di dalam tanah.

Air yang merembes melalui bendungan urugan atau tanggul adalah juga air gravitasi.
Air gravitasi yang mengalir di dalam tanah disebabkan oleh energi sebagai berikut:

1) Energi potensial yang disebabkan oleh posisi atau perbedaan tinggi.
2) Energi tekanan yang disebabkan oleh berat air atau tekanan lain.
3) Energi kinetis yang disebabkan oleh kecepatan aliran.

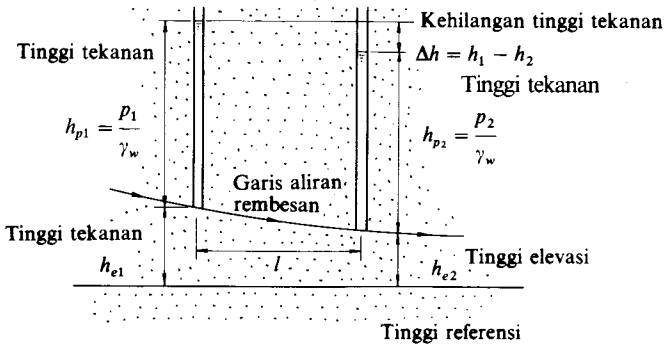
Air yang merembes di dalam tanah, biasa mengalir mengikuti keadaan aliran laminer.

Kecepatan aliran air rembesan dinyatakan oleh hukum Darcy sebagai berikut:

$$v = k.i \tag{1.5}$$

i: Gradien hidrolis = $\Delta h/l$ (Gbr. 1.13)
k: Koeffisien permeabilitas
(Koeffisien rembesan)

Koeffisien permeabilitas k tergantung dari jenis serta kerapatan tanah. Pada umumnya koeffisien permeabilitas itu mempunyai harga yang sangat berbeda-beda, seperti yang tercantum dalam Tabel 1.4. Dalam memilih jenis tanah bagi bahan konstruksi penahan seperti tanggul sungai atau bendungan urugan, maka permeabilitas adalah sifat yang penting yang perlu diperhatikan di samping karakteristik pemadatannya. Permeabilitas tanah merupakan salah satu karakteristik yang penting untuk memperkirakan volume air rembesan pada pekerjaan galian sedalam muka air tanah atau lebih dalam.



Gbr. 1.13 Aliran rembesan dan tinggi rembesan.

Tabel 1.4 Nilai Koefisien Permeabilitas Secara kasar.

	Lempung	Lanau	Pasir sangat halus	Pasir halus	Pasir sedang	Pasir kasar	Kerikil kecil
D_{10} (mm)	0–0,01	0,01–0,05	0,05–0,10	0,10–0,25	0,25–0,50	0,50–1,0	1,0–5,0
k (cm/sec)	3×10^{-6}	$4,5 \times 10^{-4}$	$3,5 \times 10^{-3}$	$1,5 \times 10^{-2}$	$8,5 \times 10^{-2}$	$3,5 \times 10^{-1}$	3,0

Untuk mengetahui nilai permeabilitas tanah, biasanya digunakan uji permeabilitas seperti yang dikemukakan dalam Bab. 12. Untuk mengetahui nilai permeabilitas lapisan tanah setempat, digunakan cara dengan mengukur fluktuasi muka air tanah dari lapisan tanah di sekitarnya setelah air dipompa ke luar melalui suatu sumuran atau sebaliknya kadang-kadang digunakan cara dengan menuangkan air ke dalam sumuran.

Mengingat air rembesan dalam tanah bergerak sepanjang pori tanah, maka rembesan itu sudah tentu berkaitan sekali dengan angka pori tanah atau diameter rata-rata butir tanah.

Dengan menganggap bahwa butir-butir tanah itu berbentuk bola dengan diameter yang sama, permeabilitas dapat dirumuskan sebagai berikut:

$$k = D_s^2 \cdot \frac{\gamma_w}{\eta} \cdot \frac{e^3}{1+e} \cdot C \tag{1.6}$$

D_s: Diameter rata-rata butir tanah
γ_w: Berat isi air
η: Koeffisien viskositas air
e: Angka pori
C: Suatu tetapan (konstanta) yang ditentukan oleh bentuk butir dan keadaan tanah secara keseluruhan. Kesalahan yang diakibatkan oleh penganggapan bahwa butir-butir tanah itu berbentuk bola dengan diameter yang sama, dianggap termasuk dalam koeffisien ini.

Dari persamaan (1.6) dapat dilihat bahwa koeffisien permeabilitas itu sebanding dengan kwadrat dari diameter butir dan $e^3/(1+e)$. Mengingat butir tanah dalam formulasi ini dianggap berbentuk bola, maka persamaan ini cocok sekali untuk pasir yang bergradasi seragam dengan diameter butir yang serupa.

Permeabilitas pasir kasar dan seragam dapat diperkirakan secara kasar dengan rumus Hazen,

$$k = CD_{10}^2 \tag{1.7}$$

C: Tetapan/konstanta ($100 \cdot 1/\text{cm} \cdot \text{det}$)

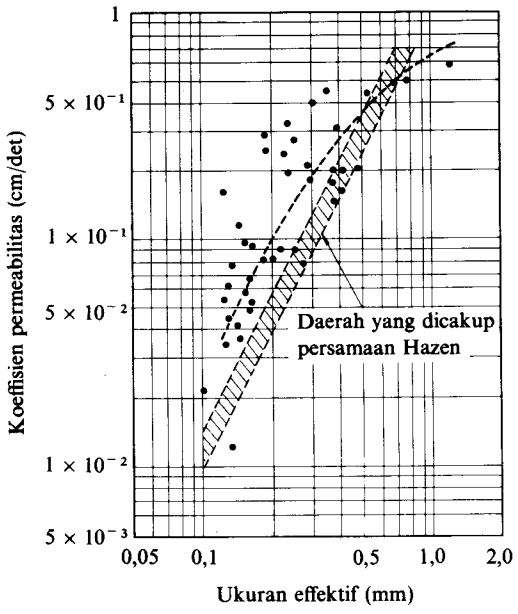
D_{10}: Ukuran effektif (*effective size*)
10% diameter butir (dalam cm) dari grafik akumulatif ukuran butir (analisa tapis butir tanah)

Gbr. 1.14 memperlihatkan hubungan antara permeabilitas pasir dengan harga D_{10} yang diselidiki di Jepang, beserta grafik dari persamaan (1.7).

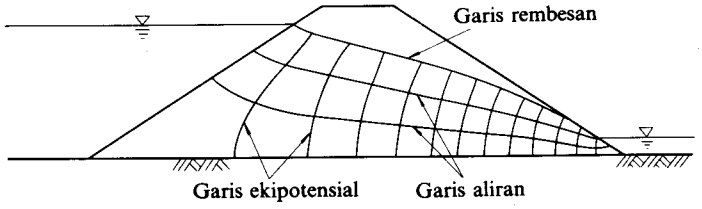
Untuk menghitung volume air rembesan beserta tekanan rembesan (*seepage pressure*), digunakan cara jaringan aliran (*flownet*). Suatu jaringan aliran terdiri dari garis aliran (*flowline*) yang menunjukkan lokasi aliran suatu molekul air di dalam tanah dan garis ekipotensial yang menghubungkan titik-titik dengan besarnya tekanan yang sama. Garis-garis ekipotensial memotong tegak lurus garis-garis aliran, seperti terlihat dalam Gbr. 1.15.

Ada beberapa cara untuk menggambar jaringan aliran, antara lain dengan cara analisa perhitungan, cara mencoba-coba (eksperimen), cara penggambaran diagram dan lain-lain.

Jaringan aliran suatu aliran dua-dimensi yang stasioner yang merembes melalui tubuh tanggul atau bendungan urugan, dapat digambar secara grafis seperti yang diperlihatkan dalam Gbr. 1.15.



Gbr. 1.14 Koeffisien permeabilitas dan ukuran effektif pasir.



Gbr. 1.15 Jaringan aliran.

Pada penggambaran selalu dianggap bahwa garis rembesan, batas antara dasar tanggul dan lapisan yang kedap air menunjukkan garis aliran. Selanjutnya berdasarkan syarat batas dalam hidrolika, maka permukaan lereng tanggul adalah garis ekipotensial. Sesuai dengan prinsip bahwa garis ekipotensial dan garis aliran saling berpotongan tegak lurus, maka kita dapat menggambar garis-garis aliran dan ekipotensial dalam tubuh tanggul dan lapisan dasar dengan cara mencoba-coba (*trial and error*). Harus diusahakan supaya segiempat-segiempat yang terbentuk oleh jaringan adalah berbentuk mendekati bentuk bujur sangkar.

Volume rembesan air yang mengalir antara 2 buah garis aliran adalah sama, dan perbedaan potensial antara 2 buah titik pada garis ekipotential juga sama.

Volume atau debit air rembesan itu dapat dihitung menurut persamaan:

$$Q = k.h.\frac{N_f}{N_d} \tag{1.8}$$

k: Koeffisien permeabilitas tanggul
h: Selisih muka air antara hulu dan hilir tanggul
N_f: Banyaknya bagian antara garis-garis aliran
N_d: Banyaknya bagian antara garis-garis ekipotensial

1.6 Pemadatan Tanah (*Compaction of Soil*)

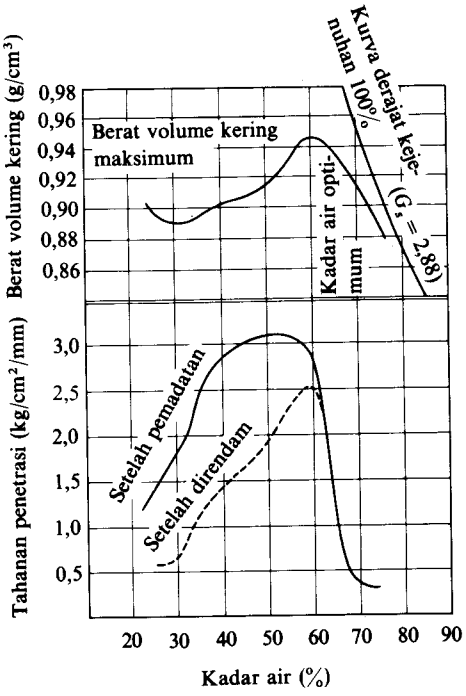
Oleh pemadatan, berat isi dan kekuatan tanah itu meningkat sedangkan koeffisien permeabilitasnya berkurang.

Meskipun pada pemadatan digunakan energi yang sama, nilai kepadatan tanah yang diperoleh sesudah pemadatan akan berbeda-beda yang tergantung dari kadar air (*water content*) tanah itu. Gbr. 1.16 memperlihatkan, bahwa hubungan antara berat isi kering (*dry density*) dari tanah yang dipadatkan dengan kadar air adalah berubah-ubah secara parabolis. Harga maksimum dari berat isi kering disebut berat isi kering maksimum (*maximum dry density*) dan kadar air yang diperoleh pada kepadatan ini disebut kadar air optimum (*optimum water content*).

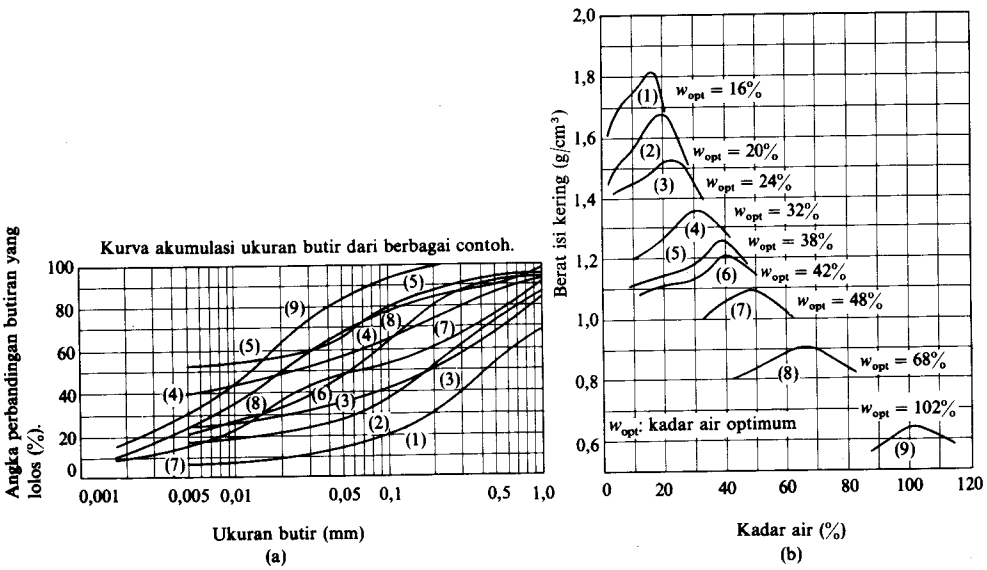
Untuk menguji kekuatan tanah yang dipadatkan, biasanya digunakan percobaan tahanan penetrasi. Dalam Gbr. 1.16 diperlihatkan juga perubahan-perubahan tahanan penetrasi tanah yang dipadatkan itu. Dalam gambar ini diperlihatkan juga, bahwa umumnya kekuatan tanah segera setelah pemadatan selesai menunjukkan harga maksimum pada kadar air yang sedikit lebih rendah dari kadar air optimum. Pada kadar air optimum, kekuatan tanah berkurang sedikit. Tetapi jika tanah itu kemudian menyerap air, tanah yang dipadatkan dengan kadar air yang agak kurang dari kadar air optimum akan mengembang, menjadi agak lembek sehingga kekuatannya berkurang. Kekuatannya yang maksimum, seperti yang ditunjukkan oleh garis titik pada gambar, akan berada di sekitar kadar air optimum.

Karakteristik-karakteristik ini merupakan sifat-sifat yang penting bagi bangunan-bangunan tanah yang terganggu oleh permeabilitas seperti bendungan-bendungan urugan, tanggul-tanggul sungai dan pekerjaan tanggul yang lain, karena karakteristik-karakteristik ini akan sangat menentukan stabilitas bangunan-bangunan tersebut. Jadi kepadatan tanah yang dipadatkan pada kadar air optimum adalah maksimum, mengakibatkan angka pori menjadi minimum sehingga koeffisien permeabilitas menjadi minimum.

Gbr. 1.17 menunjukkan bahwa hasil pemadatan tanah yang dipadatkan dengan cara pemadatan yang sama, bergantung pada jenis tanahnya. Umumnya pemadatan itu mengikuti gejala sebagai berikut:



Gbr. 1.16 Kekuatan tanah yang dipadatkan.



Gbr. 1.17 Perbedaan hasil pemadatan tanah (menurut Kawakami).

1) Makin rendah kadar air optimum tanah itu, makin besar berat isi kering maksimumnya.
2) Makin baik gradasi dari tanah pasiran, makin tinggi berat isi kering maksimumnya dan makin curam grafik pemadatan yang diperoleh. Makin halus butir tanah pasiran itu, makin rendah berat isi kering maksimumnya dan makin landai grafik pemadatannya.

MILIK
Badan Perpustakaan
Provinsi

3) Berat isi kering maksimum dari pasir adalah rendah, grafik pemadatannya datar dan bilamana gradasinya buruk, sering harga maksimumnya tidak nyata.
4) Untuk tanah kohesif dari bahan abu vulkanis, berat isi kering maksimumnya sangat rendah dan kadar air optimumnya tinggi.

Selanjutnya, jika energi yang ditambahkan dalam pemadatan itu menjadi lebih besar, maka grafik pemadatannya beralih ke bagian kiri atas dan kadar air optimumnya berkurang yang mengakibatkan peningkatan berat isi kering maksimum.

Dari hal-hal tersebut di atas dapat dipahami bahwa pengertian yang mendalam mengenai karakteristik pemadatan pada pembuatan konstruksi dari bahan tanah adalah sangat penting bagi semua perencana dan pelaksana.

Dalam Bab 3 akan dikemukakan masalah-masalah mengenai percobaan pemadatan tanah.

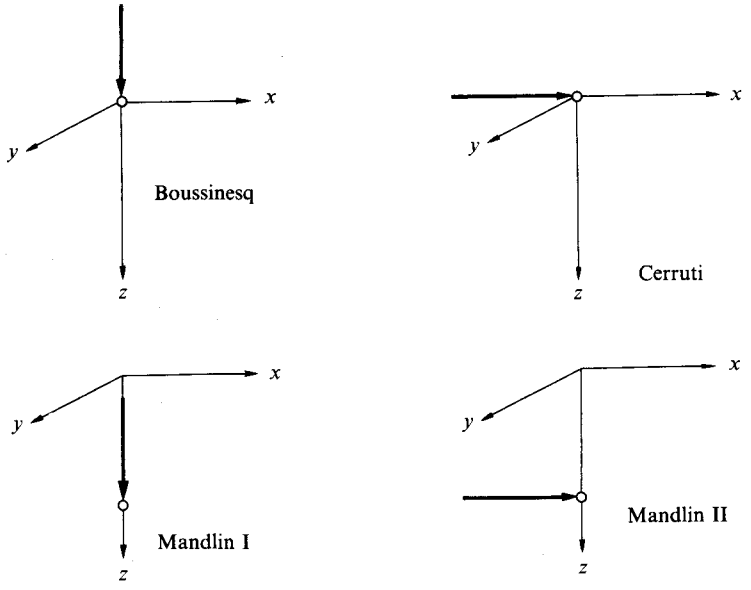
2 SIFAT LAPISAN TANAH BAWAH SEBAGAI TEMPAT PONDASI

2.1 Pembagian Tegangan Dalam Tanah Pondasi

Karena tanah tidak homogen dan tidak berupa satu kesatuan, maka hubungan antara tegangan dan regangannya tidaklah sama dengan sifat benda elastis padat. Tetapi untuk keperluan teknis, hal-hal yang didapat berdasarkan sifat dinamis benda elastis biasanya digunakan untuk tanah yang dianggap ideal, umumnya berhasil dengan memuaskan.

Tegangan di dalam tanah perlu dihitung apabila beban-beban bekerja pada permukaan tanah atau pada suatu kedalaman tertentu di dalam tanah, dengan maksud untuk mendapatkan jumlah penurunan yang disertai dengan perubahan akibat tekanan di dalam tanah atau tekanan kontak yang bekerja pada permukaan tanah.

Seperti diperlihatkan pada Gbr. 2.1, ada empat macam pola dasar yang diperlukan untuk mendapatkan pembagian tegangan di dalam tanah pondasi dan telah dipecahkan menurut teori elastisitas. Adalah mungkin mendapatkan tegangan di dalam tanah pondasi yang disebabkan oleh beban garis atau beban merata, dengan cara menjumlahkan tegangan-tegangan akibat beban terpusat yang bekerja pada permukaan tanah atau di dalam tanah seperti diperlihatkan dalam gambar.



Gbr. 2.1 Pola dasar dari distribusi tegangan.

2.1.1 Tegangan Di Dalam Tanah Pondasi Dengan Beban Terpusat Vertikal Di Permukaan

Apabila tanah pondasi dianggap sebagai benda elastis semi-infinite, maka tegangan yang terjadi di dalam tanah pondasi yang disebabkan oleh beban terpusat vertikal pada permukaan telah dipecahkan oleh Boussinesq dan dengan menggunakan sistim koordinat silinder yang diperlihatkan pada Gbr. 2.2 (z, ψ) dapat dituliskan sebagai berikut:

Dalam hal ini, tegangan tekan diambil positip.

tegangan dalam arah vertikal:

$$\sigma_z = \frac{3Q}{2\pi z^2} \cdot \cos^5 \psi + \gamma \cdot z \tag{2.1}$$

tegangan mendatar dalam arah radial

$$\sigma_{r,h} = \frac{Q}{2\pi z^2}\left\{3 \cos^3 \psi \sin^2 \psi - (1 - 2\nu)\frac{\cos^2 \psi}{1 + \cos \psi}\right\} + K_0 \cdot \gamma \cdot z \tag{2.2}$$

tegangan mendatar dalam arah tangensial:

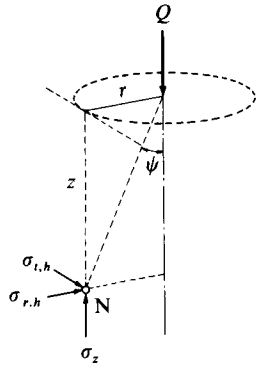
$$\sigma_{t,h} = -(1 - 2\nu)\frac{Q}{2\pi z^2}\left(\cos^3 \psi - \frac{\cos^2 \psi}{1 + \cos \psi}\right) + K_0 \cdot \gamma \cdot z \tag{2.3}$$

tegangan geser:

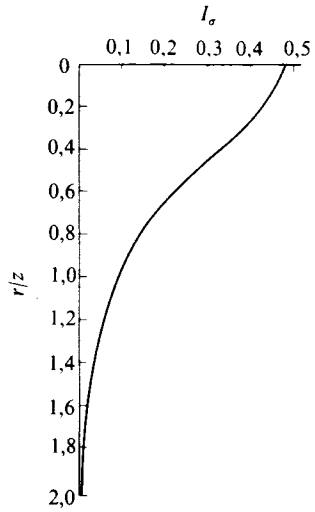
$$\tau_{rz} = \frac{3Q}{2\pi z^2} \cos^4 \psi \sin \psi \tag{2.4}$$

ν adalah angka perbandingan Poisson, γ adalah berat satuan dan K_0 adalah koefisien tekanan tanah statis.

Dari persamaan-persamaan yang tertulis di atas, persamaan (2.1) diperlukan untuk menghitung penurunan dalam tanah pondasi. Dengan tidak memasukkan akibat dari berat sendiri yang diberikan oleh penulisan cara kedua persamaan (2.1), maka tegangan di dalam tanah pondasi dalam arah vertikal karena tegangan terpusat Q dinyatakan



Gbr. 2.2 Arah tegangan dalam tanah fondasi ditunjukkan dengan koordinat silinder.



Gbr. 2.3 Hubungan antara harga pengaruh tegangan I_σ dan r/z.

dalam persamaan berikut yang dihasilkan dari persamaan (2.1) dengan membagi kedua pihak dengan Q/z^2.

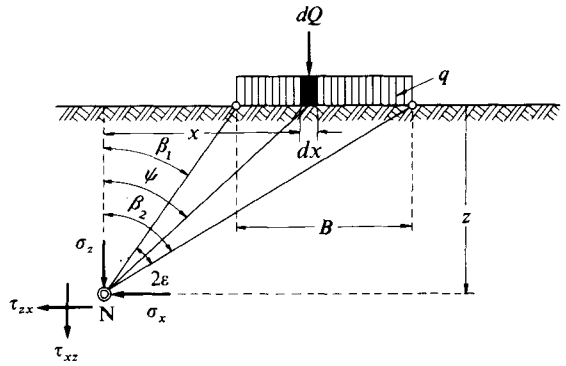
$$\sigma_z \cdot \frac{z^2}{Q} = \frac{3}{2\pi}\cos^5 \psi = \frac{3}{2\pi}\left\{\frac{1}{1+(r/z)^2}\right\}^{5/2} = f\left(\frac{r}{z}\right) = I_\sigma \tag{2.5}$$

Tepat di bawah titik pembebanan, tekanan adalah sebesar

$$\sigma_{z0} = 0{,}4775\frac{Q}{z^2} \tag{2.6}$$

2.1.2 Tegangan Di Dalam Tanah Pondasi Beban Terbagi Rata Berbentuk Lingkaran

Tegangan vertikal pada titik N pada kedalaman z dari permukaan tanah pondasi semi-infinite yang disebabkan oleh beban terbagi rata berbentuk lingkaran persatuan luas q, yang bekerja pada permukaan tanah pondasi (Gbr. 2.4) dihitung dengan menjumlahkan penulisan cara pertama persamaan (2.1) dengan lebar beban dan kedalaman belum tertentu, sebagai berikut:



Gbr. 2.4 Tegangan dalam tanah fondasi disebabkan beban melingkar terbagi rata.

$$\sigma_z = \frac{q}{\pi}(2\varepsilon + \sin 2\varepsilon \cdot \cos 2\psi) \tag{2.7}$$

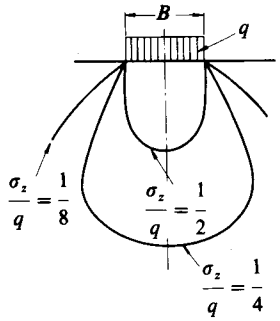
dengan 2ε sama dengan $\beta_2 - \beta_1$ dan 2ψ sama dengan $\beta_2 + \beta_1$

Dengan cara yang sama, tegangan mendatar dan tegangan geser dinyatakan dalam persamaan berikut.

$$\sigma_x = \frac{q}{\pi}(2\varepsilon - \sin 2\varepsilon \cdot \cos 2\psi) \tag{2.8}$$

$$\tau_{rz} = \frac{q}{\pi}\sin 2\varepsilon \cdot \sin 2\psi \tag{2.9}$$

Titik-titik yang mempunyai tegangan vertikal yang sama dalam arah vertikal seperti yang ditentukan oleh persamaan (2.7), membentuk lengkungan bujur sangkar seperti terlihat dalam Gbr. 2.5. Lengkungan ini biasa disebut bola tegangan dan memperlihatkan tegangan pada lengkungan yang sebanding dengan beban q.



Gbr. 2.5 Lengkungan tegangan

2.1.3 Tegangan Di Dalam Tanah Pondasi Beban Berbentuk Trapesium

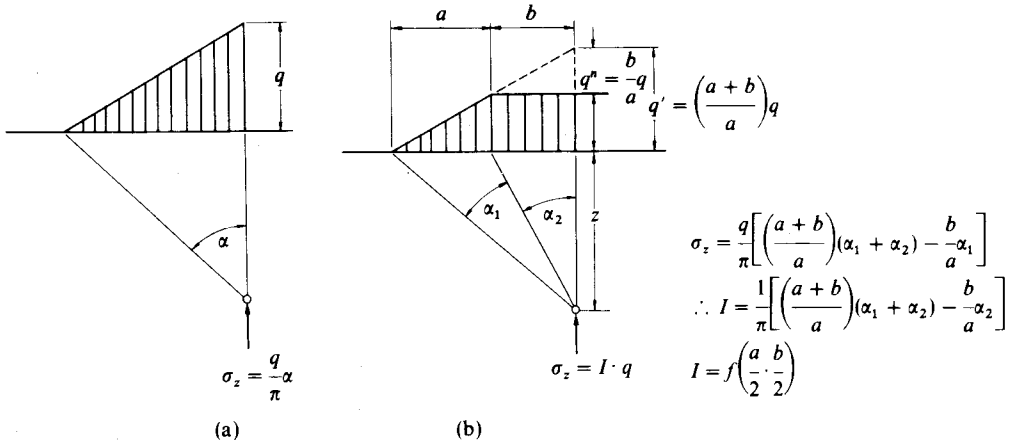
Untuk perhitungan tegangan di dalam tanah pondasi yang disebabkan oleh beban berbentuk trapesium seperti bendungan urugan, tanggul untuk sungai, dan penimbunan untuk jalan, maka amatlah memuaskan untuk memakai gambar Osterberg.

Osterberg menggambar Gbr. 2.7 untuk mendapatkan harga pengaruh I, dinyatakan dengan suatu fungsi dari a/z; b/z dan q, dengan mana tegangan vertikal dalam arah vertikal dengan mudah dapat dicari. Cara untuk mencari tegangan vertikal σ_z adalah dengan menempatkan beban berbentuk trapesium seperti terlihat dalam Gbr. 2.6(b), menjadi beban segitiga dengan cara aljabar seperti terlihat dalam Gbr. 2.6(a).

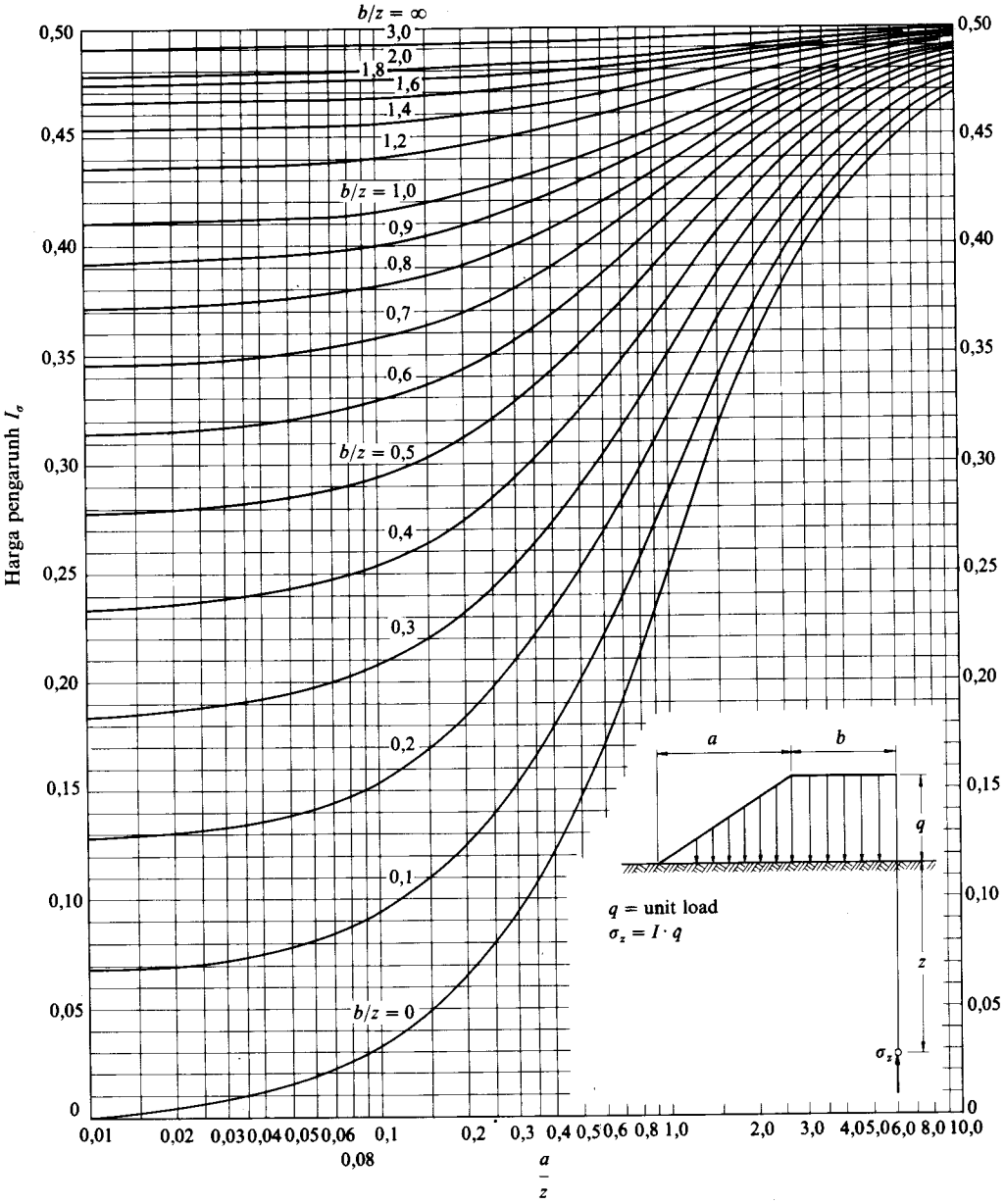
Dengan menggunakan Gbr. 2.7, sebagai contoh, tegangan vertikal di dalam tanah pondasi di mana beban berbentuk trapesium seperti terlihat dalam Gbr. 2.8 bekerja, dapat dicari sebagai berikut:

Dalam hal seperti pada Gbr. 2.8(a): lihat bagian kiri dari titik N, $a/z = 1$, $b/z = 0{,}5$, dan dari Gbr. 2.7 didapat $I_\sigma = 0{,}397$, dan dengan cara yang sama untuk bagian yang kanan maka didapat $I_\sigma = 0{,}478$, sehingga didapat harga pengaruh total adalah $0{,}397 + 0{,}478 = 0{,}875$, dapat dituliskan $\sigma_z = 0{,}875q$.

Dalam hal seperti pada Gbr. 2.8(b): harga pengaruh karena beban, baik pada bagian garis titik-titik maupun pada bagian garis penuh adalah $I_\sigma = 0{,}499$ dari $a/z = 1$ dan $b/z = 4$. Harga pengaruh pada bagian garis titik-titik adalah $I_\sigma = 0{,}455$ dari $a/z =$



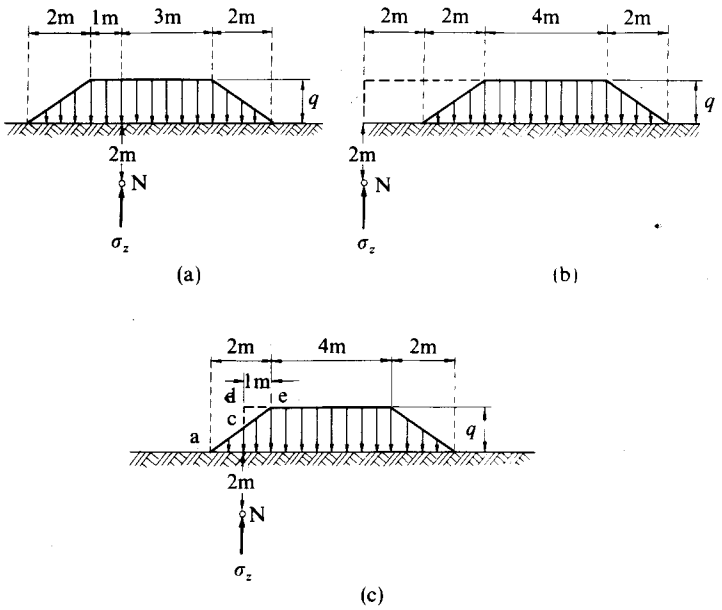
Gbr. 2.6 Perhitungan tegangan dalam tanah pondasi.



Gbr. 2.7 Koefisien tekanan vertikal dalam bagian semi-indefinite disebabkan beban yang berbentuk trapesium (Osterberg).

1 dan $b/z = 1$. Sehingga didapatkan hasil akhir, $\sigma_z = (0{,}499 - 0{,}455)q = 0{,}044q$.

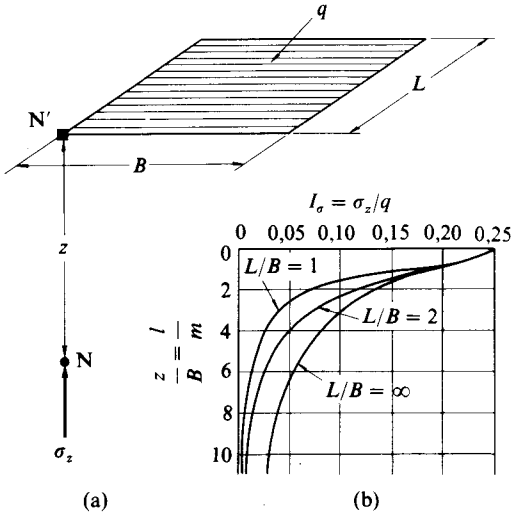
Dalam hal seperti pada Gbr. 2.8(c): tegangan karena daerah beban abc adalah sama dengan beban daerah cde. Karena yang satu bertanda positif dan yang lainnya bertanda negatif, maka tegangan dalam tanah pondasi adalah sama dengan tegangan yang terjadi apabila pembebanan dianggap sebagai bidang vertikal pada garis vertikal yang melalui titik N. Selanjutnya, $a/z = 1$, $b/z = 2{,}5$ dan $I_\sigma = 0{,}492$, sehingga $\sigma_z = 0{,}492q$.



Gbr. 2.8 Contoh perhitungan tegangan dalam tanah pondasi disebabkan beban berbentuk trapesium.

2.1.4 Tegangan Di Dalam Tanah Pondasi Akibat Beban Terbagi Rata Berbentuk Segiempat

Apabila beban terbagi rata q bekerja pada bagian berbentuk segiempat, sisi-sisinya dapat dituliskan sebagai $B = mz$ dan $L = nz$ pada permukaan, maka tegangan normal vertikal pada kedalaman z tepat di bawah titik sudut segiempat N′ di titik N di dalam tanah pondasi dinyatakan dalam persamaan berikut.



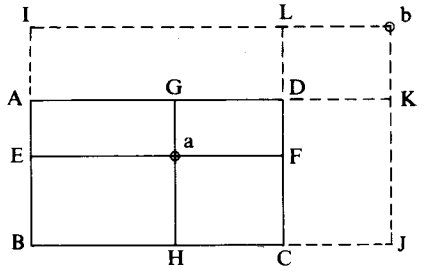
Gbr. 2.9 Tegangan dalam tanah pondasi disebabkan beban segiempat terbagi rata.

$$I_\sigma = \frac{\sigma_z}{q} = \frac{1}{4\pi}\left\{\frac{2mn\sqrt{m^2+n^2+1}}{m^2+n^2+m^2\cdot n^2+1}\cdot\frac{m^2+n^2+2}{m^2+n^2+1} + \tan^{-1}\frac{2mn\sqrt{m^2+n^2+1}}{m^2+n^2-m^2n^2+1}\right\} \tag{2.10}$$

Hubungan antara I_σ dan z/B diperlihatkan dalam Gbr. 2.9.

Tegangan di dalam tanah fondasi tepat di bawah setiap titik selain titik di sudut segiempat, seperti diperlihatkan pada Gbr. 2.10, dapat dicari dengan mudah dengan cara membagi-bagi segiempat itu dengan garis-garis yang melewati titik tersebut dan kemudian menggabungkan tegangan yang terjadi di dalam tanah pondasi yang disebabkan oleh tiap bagian beban dari beban segiempat yang dibagi-bagi. Atau dengan cara lain dapat disebutkan demikian, tegangan di dalam tanah pondasi pada titik a dan titik b seperti terlihat pada Gbr. 2.10 adalah sebagai berikut:

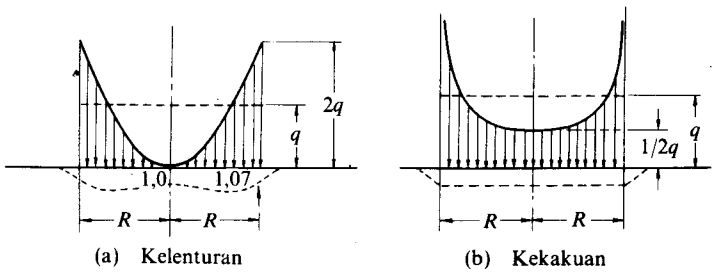
$$\left.\begin{aligned}\sigma_{z.a} &= \sigma_{z,aEBH} + \sigma_{z,aFCH} + \sigma_{z,aGDF} + \sigma_{z,aGAE}\\ \sigma_{z.b} &= \sigma_{z,bIBJ} + \sigma_{z,bLDK} - \sigma_{z,bIAK} - \sigma_{z,bLCJ}\end{aligned}\right\} \tag{2.11}$$



Gbr. 2.10 Gambar penjelasan dari titik-titik yang harus digunakan dalam analisa.

2.1.5 Tegangan Kontak Dari Tanah Elastis Dan Struktur Pondasi

Dari bagian yang dituliskan di atas maka dengan mudah dapat dimengerti, bahwa penurunan di bawah sudut-sudut dari suatu lantai pondasi pada tanah elastis yang menerima beban terbagi rata, akan lebih kecil daripada penurunan di bagian pusat dari lantai tersebut. Dengan demikian, apabila sebuah lantai pondasi mempunyai kekakuan penuh, maka penurunan tepat di bawah setiap titik di lantai pondasi haruslah sama, dan akibatnya tegangan kontak akan lebih besar pada bagian luar daripada bagian tengah dari lantai tersebut. Gbr. 2.11 memperbandingkan tegangan kontak dari bidang yang lentur dengan lantai yang kaku, keduanya dengan bentuk lingkaran. Menurut pemecahan dengan teori elastisitas, tegangan kontak pada bagian luar/tepi menjadi tak terhingga.

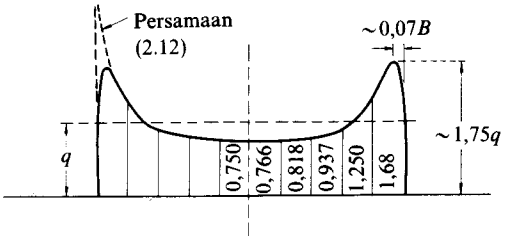


Gbr. 2.11 Pembagian tegangan kontak di bawah pondasi bidang melingkar.

Dalam kenyataan tidak terjadi tegangan yang tak terhingga di dalam tanah pondasi. Mengingat keadaan ini maka Ohde menyatakan suatu pola pembagian tegangan kontak dari pondasi kaku melingkar dengan Gbr. 2.12 dan dengan persamaan di bawah ini. Dapat ditambahkan bahwa di dalam Gbr. 2.12, harga terbesar terdapat pada titik/daerah $0{,}07B$ dari tepi.

$$p = \frac{0{,}75q}{\sqrt{1 - (x/B)^2}} \tag{2.12}$$

Dalam hal lantai pondasi yang fleksibel maka pembagian tegangan kontak sebagian besar dipengaruhi oleh perbandingan antara modulus elastisitas lantai pondasi dan modulus elastisitas tanah pondasi, yang menghasilkan berbagai macam bentuk pembagian bervariasi dari pembagian yang merata sampai ke pembagian seperti di dalam Gbr. 2.12.



Gbr. 2.12 Pembagian tegangan kontak di bawah pondasi lingkaran.

Perlu ditambahkan, dengan mengecualikan keadaan di mana analisa tegangan dan rancangan pondasi itu sendiri yang dilaksanakan, maka untuk menghitung daya dukung pondasi atau penurunan, pembagian-pembagian lurus seperti bentuk-bentuk merata, trapesium atau segitiga biasanya diambil sebagai anggapan untuk tegangan kontak.

2.2 Penurunan

Tujuan dari analisa penurunan adalah menentukan besar penurunan akhir dari struktur atau pembagian planimetri penurunan dan juga untuk mencari selang waktu terjadinya penurunan itu. Untuk maksud ini, perlulah diketahui sebelumnya besar dan pembagian gaya-gaya luar yang bekerja pada tanah pondasi, pembagian tegangan di dalam tanah pondasi yang disebabkan oleh beban ini, juga struktur lapisan tanah pondasi dan sifat-sifat ketahanan terhadap tekanan dari setiap lapisan.

Tegangan di dalam tanah pondasi telah diuraikan pada bagian sebelumnya dan ketahanan terhadap tekanan juga telah dijelaskan dalam Bab 1. Bagaimana menyelidiki struktur lapisan tanah dari tanah pondasi atau sifat-sifat tanahnya akan diuraikan dalam Bab. 3.

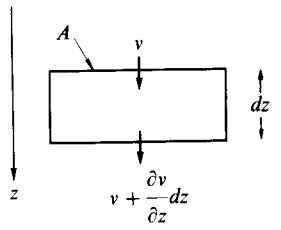
Sudah diuraikan dalam Bab. 1, bahwa akibat tekanan pada tanah pondasi terdapat perubahan elastis dan perubahan plastis. Sedangkan mengenai penurunan itu sendiri, dibagi menjadi tiga macam, yaitu: penurunan langsung, penurunan karena konsolidasi dan penurunan sangat perlahan sehubungan dengan panjangnya waktu yang dibutuhkan untuk penurunan itu.

Penurunan langsung adalah penurunan yang langsung terjadi sewaktu gaya-gaya luar bekerja, yakni termasuk perubahan elastis pondasi dan juga hampir seluruh penurunan pada tanah berpasir adalah termasuk dalam penurunan langsung.

Dalam tanah kohesif jenuh maka penurunan karena konsolidasi berlangsung setelah terjadinya penurunan langsung.

Karena tanah pondasi tersusun dari berbagai lapisan, maka pada jumlah penurunan adalah jumlah keseluruhan penurunan yang terjadi pada lapisan-lapisan ini. Mungkin penurunan karena konsolidasi pada lapisan kohesif jenuh yang amat sering menimbulkan persoalan besar bagi insinyur sipil.

Menurut Terzaghi, proses konsolidasi tanah lempung adalah sebagai berikut:



Gbr. 2.13 Aliran air pada bagian yang kecil sekali.

Seperti diperlihatkan pada Gbr. 2.13, misalkan suatu empat persegi panjang mendatar yang sangat kecil dengan ketebalan dz di dalam lapisan lempung jenuh. Umpamanya kecepatan aliran air pori yang melewati lapisan z dan lapisan $z + dz$ dalam keadaan pembebanan konsolidasi yang bekerja pada segiempat yang kecil itu adalah v dan $v + \partial v/\partial z \cdot dz$, dan perubahan volume air pori dalam segiempat yang kecil itu karena aliran tersebut adalah:

$$dV = A\left\{\left(v + \frac{\partial v}{\partial z}\cdot dz\right) - v\right\} = \frac{\partial v}{\partial z}\cdot dz \cdot A \tag{2.13}$$

Karena regangan akibat tekanan yang timbul di dalam segiempat kecil, seperti disebutkan pada Bab 1, tidaklah lain daripada perubahan pori berdasarkan aliran keluar air pori dalam lapisan lempung jenuh maka,

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t}\cdot A \cdot dz = dV = \frac{\partial v}{\partial z}\cdot dz \cdot A$$

sehingga didapatkan,

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} = \frac{\partial v}{\partial z} \tag{2.14}$$

Dengan menganggap bahwa aliran air pori mengikuti hukum Darcy, maka didapatkan persamaan berikut.

$$v = k \cdot i = -k\frac{\partial h}{\partial z} = -\frac{k}{\gamma_w}\cdot\frac{\partial u}{\partial z} \tag{2.15}$$

Selanjutnya, dengan menganggap bahwa harga k adalah tetap selama proses konsolidasi,

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z}\left(-\frac{k}{\gamma_w}\cdot\frac{\partial u}{\partial z}\right) = -\frac{k}{\gamma_w}\cdot\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \tag{2.16}$$

Karena $d\varepsilon$ sama dengan $m_v \cdot dp$ dari persamaan (1.3), maka persamaan (2.16) dapat dituliskan sebagai berikut:

$$\frac{\partial p}{\partial t} = -\frac{k}{m_v \gamma_w}\cdot\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \tag{2.17}$$

Bila beban konsolidasi $p_c (= p + u)$ dijaga tetap selama proses konsolidasi,

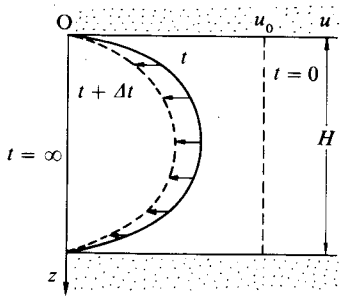
$$\frac{\partial p}{\partial t} = -\frac{\partial u}{\partial t}$$

sehingga, persamaan (2.17) akhirnya dituliskan sebagai berikut:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{k}{m_v \cdot \gamma_w} \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = C_v \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \tag{2.18}$$

Persamaan (2.18) adalah persamaan konsolidasi satu dimensi yang diketemukan oleh Terzaghi. Dengan menggunakan persamaan ini, pengurangan tekanan air pori u dalam lapisan lempung, penambahan tekanan efektif yang menyertainya, dan waktu proses perubahan volume karena tekanan dapat dihitung.

Untuk menggunakan persamaan ini untuk analisa penurunan, perlulah sebelumnya memecahkan suatu fungsi dari tekanan air pori u yang memenuhi keadaan awal dan keadaan batas.



Gbr. 2.14 Perubahan-perubahan dalam tekanan air pori yang amat besar.

Seperti diperlihatkan dalam Gbr. 2.14, bila dianggap bahwa beban konsolidasi p_c bekerja pada lapisan lempung dengan ketebalan H dan tekanan air pori yang berlebihan $u_0 (= p_c)$ yang terjadi pada lapisan σ, t = nol adalah tetap sepanjang arah kedalaman, jawaban persamaan (2.18) dapat ditemukan sebagai berikut:

$$u = \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2u_0}{M} \left(\sin \frac{2M \cdot z}{H} \right) \exp\left(-M^2 T_v\right) \tag{2.19}$$

dengan,

$$M = \frac{\pi(2m + 1)}{2} \quad \text{dan } m \text{ adalah bilangan bulat.}$$

$$T_v = \frac{C_v t}{(H/2)^2} \tag{2.19}'$$

tidak berdimensi dan disebut faktor waktu.

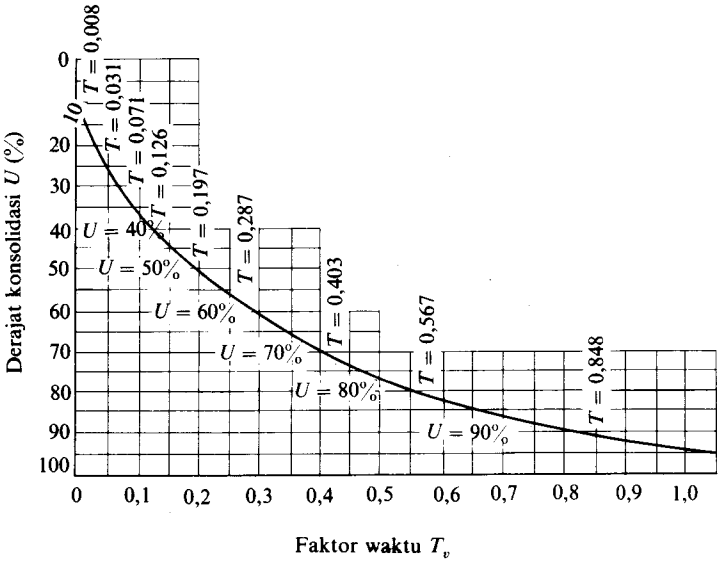
Di sini, prosentase rata-rata konsolidasi u dalam lapisan ini didefinisikan sebagai berikut:

$$u = \frac{1}{u_0 H} \int_0^H (u_0 - u)\, dz \tag{2.20}$$

Dengan memasukkan persamaan (2.19) ke persamaan (2.20),

$$u = 1 - \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2}{M} \exp\left(-M^2 \cdot T_v\right) \tag{2.21}$$

Persamaan (2.21) menyatakan hubungan antara faktor waktu C_v dan prosentase rata-rata konsolidasi dari lapisan lempung, yang seperti keadaan awalnya, mempunyai pembagian tekanan air pori lebih yang merata sepanjang arah kedalaman, bila air



Gbr. 2.15 Hubungan antara U dan T_v (Δu_0 = tetap).

keluar baik dari permukaan atas dan permukaan bawah. U adalah hanya fungsi dari T_v, yang mempunyai harga seperti terlihat dalam Gbr. 2.15.

Oleh sebab itu, bila suatu tanah pondasi lempung mempunyai lapisan pasiran pada permukaan atas dan bawah dibebani beban trapesium, maka penurunan karena konsolidasi dengan suatu selang waktu dapatlah dicari dengan urutan sebagai berikut.

Pertama-tama, bacalah T_v ke prosentase konsolidasi U_i pada suatu harga, dan sebutlah T_{vi}, waktu yang diperlukan lapisan lempung ini untuk mencapai prosentase konsolidasi U_i dapat ditentukan berdasarkan persamaan berikut.

$$t_i = \frac{(H/2)^2 \cdot T_{vi}}{C_v} \tag{2.22}$$

Harga C_v adalah koefisien konsolidasi dari lapisan lempung yang harus dicari dengan percobaan konsolidasi.

Besarnya penurunan S_i karena konsolidasi dengan selang waktu t_i dapat dihitung sebagai berikut.

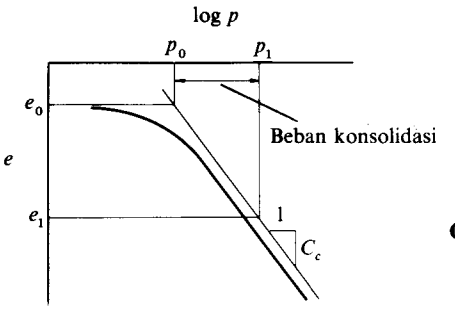
$$S_i = S_c \cdot U_i \tag{2.23}$$

S_c adalah jumlah akhir penurunan karena konsolidasi, yang dapat dihitung dengan persamaan berikut.

$$S_c = \frac{e_0 - e_1}{1 + e_0} \cdot H \tag{2.24}$$

Harga e_0 adalah angka pori awal dari lapisan lempung, e_1 adalah angka pori setelah konsolidasi yang dapat dibaca dari lengkung ($e - \log p$) yang didapat dari percobaan konsolidasi, dan H adalah tebal dari lapisan.

S_c dapat pula dihitung dengan persamaan berikut dengan menggunakan indeks pemampatan C_c atau dengan koefisien kemampatan m_v yang ditentukan berdasarkan percobaan konsolidasi dalam keadaan lempung terkonsolidasi normal.



Gbr. 2.16 Lengkung e_0 – log p (lempung terkonsolidasi normal).

$$S_c = \frac{C_c}{1 + e_0} \cdot \log \frac{p_0 + \Delta p}{p_0} \cdot H \tag{2.25}$$

$$S_c = m_v \cdot p \cdot H \tag{2.26}$$

Dengan p_0 adalah beban sebelum konsolidasi dan Δp adalah penambahan beban konsolidasi karena adanya penimbunan atau lainnya.

Karena penurunan dari lapisan berpasir, seperti disebutkan di atas, adalah lebih kecil daripada lempung dan terjadi langsung sewaktu beban diberikan, maka penurunan pada lapisan berpasir secara praktis akan berakhir serentak dengan selesainya penimbunan dan biasanya hanya menimbulkan sedikit kesulitan. Karena dalam hal pengambilan contoh tanah lapisan berpasir untuk keadaan asli adalah amat sulit, maka hasil-hasil percobaan penetrasi atau percobaan pembebanan lapangan digunakan untuk memperkirakan besarnya penurunan.

Berikut ini adalah persamaan untuk memperkirakan besar penurunan yang diketemukan oleh Terzaghi berdasarkan percobaan.

$$S = S_{30} \cdot \left\{ \frac{2B}{B + 0{,}3} \right\}^2 \tag{2.27}$$

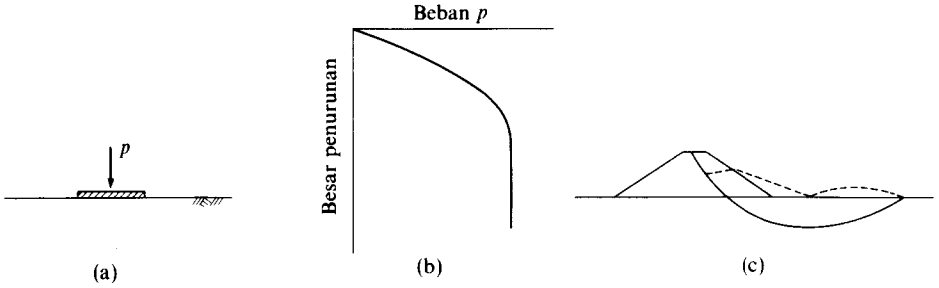
Dengan S_{30} adalah besar penurunan dengan pembebanan pada papan berukuran 0,3 × 0,3m (cm) dan B adalah lebar (cm) dari papan pembebanan atau pondasi.

Perlu ditambahkan bahwa karena penurunan yang disebabkan oleh aliran lateral pada lapisan lempung, menurunnya muka air tanah dan getaran mungkin terjadi sebagai tambahan atas penurunan karena pemampatan atau pemadatan yang disebabkan berat dari fondasi atau penimbunan seperti disebutkan di atas, maka perlu untuk memperhatikan penurunan bila bangunan didirikan.

2.3 Daya Dukung

Telah dibicarakan dalam bagian sebelumnya dan dalam Bab 2 bagaimana penurunan karena perubahan akibat pemampatan terjadi apabila beban bekerja pada tanah pondasi melalui penimbunan atau pondasi. Sekarang, apabila beban yang bekerja pada tanah pondasi dinaikkan seperti diperlihatkan pada Gbr. 2.17, maka penurunan akan meningkat dengan cepat setelah gaya mencapai harga tertentu dan kemudian penurunan akan terus berlanjut, meskipun beban tidak ditambah lagi.

Ada semacam gejala yang sering tampak apabila penimbunan dilakukan pada lapisan tanah bawah yang buruk. Bila suatu timbunan tinggi yang menimbulkan semacam tegangan geser sehingga melampaui kekuatan tanah pondasi, dibangun dengan ceroboh, maka timbunan itu, seperti diperlihatkan pada Gbr. 2.17(c) akan mulai menggelincir dan akhirnya mengakibatkan keruntuhan tanggul.

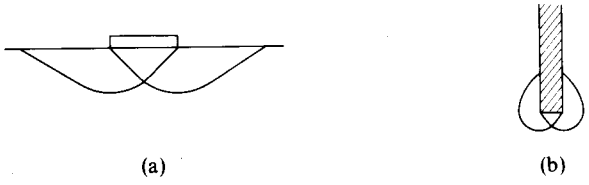


Gbr. 2.17 Kapasitas daya dukung tanah pondasi.

Beban yang berkaitan dengan titik di mana penurunan mulai menjadi besar dengan cepat seperti diperlihatkan pada Gbr. 2.17(b) dinamakan daya dukung batas dari tanah pondasi.

Tanah mempunyai sifat untuk meningkatkan kepadatan dan kekuatan gesernya apabila mendapat tekanan. Apabila beban yang bekerja pada tanah pondasi telah melampaui daya dukung batasnya, tegangan geser yang ditimbulkan di dalam tanah pondasi melampaui ketahanan geser tanah pondasi maka akan berakibat keruntuhan geser dari tanah pondasi.

Dalam keadaan batas di mana keruntuhan geser akan terjadi, maka akan terbentuk daerah keseimbangan plastis di sekitar tanah pondasi yang bersentuhan dengan pondasi. (Gbr. 2.18). Suatu daerah keseimbangan plastis tertentu diperkirakan terbentuk dengan pola yang sama, tidak hanya bila pondasi ditempatkan pada permukaan tetapi juga pada pondasi yang dibuat pada galian dalam atau pada bagian ujung tiang-tiang pancang yang dipancang ke dalam tanah.

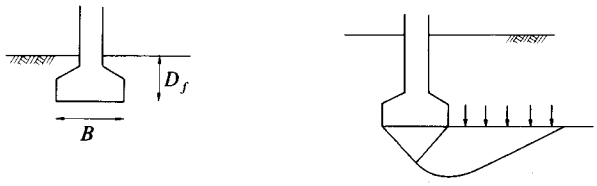


Gbr. 2.18 Daerah keseimbangan plastis dalam tanah pondasi.

Tetapi harus diingat bahwa kelakuan pondasi pada tiang pancang adalah berbeda dengan kelakuan pondasi yang dibangun di sekitar permukaan tanah, yaitu bahwa daerah plastis di atas bagian bawah pondasi berubah akibat penetrasi. Untuk tiang pancang, gesekan sekeliling permukaan tiang pancang mengambil bagian dalam menahan beban yang bekerja pada puncak tiang pancang. Walaupun gesekan sekitar tiang pancang memegang peranan penting dalam mendukung pondasi, pengertian daya dukung boleh juga diartikan "daya dukung tiang-tiang pancang" dengan pengertian satu tiang pancang yang memikul. Dalam bagian ini, uraian hanya dibatasi untuk hal di mana daya dukung tanah pondasi adalah mampu mendukung pondasi atau struktur-struktur yang dibangun di sekitar permukaan tanah.

Seperti diperlihatkan dalam Gbr. 2.19, bila kedalaman pemasangan D_f ternyata lebih kecil daripada lebar pondasi B, maka hal ini biasanya disebut pondasi dangkal dan tanah pondasi di atas dasar pondasi dianggap yang memberikan fungsi dalam pengontrolan daerah plastis.

Daya dukung batas yang dapat diberikan oleh tanah pondasi untuk pondasi menerus



Gbr. 2.19 Kedalaman pondasi.

lurus dengan lebar B seperti diperlihatkan pada Gbr. 2.19 diberikan dalam persamaan berikut yang dikenal sebagai rumus daya dukung Terzaghi.

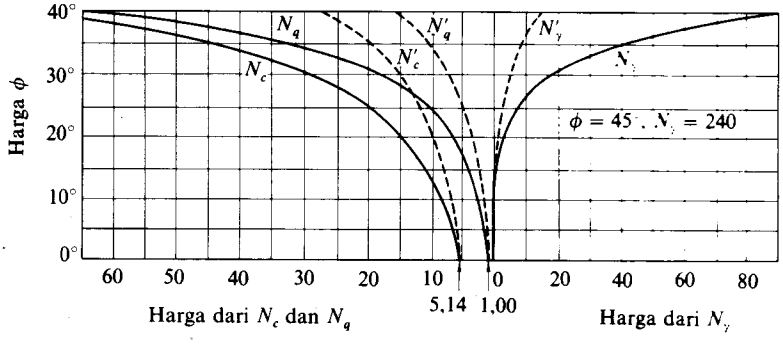
$$q_{ut} = c \cdot N_c + \gamma \cdot D_f \cdot N_q + \frac{1}{2}\gamma B \cdot N_\gamma \tag{2.28}$$

Dengan c adalah kohesi tanah penyangga pondasi, sedangkan γ adalah berat isi. N_c, N_q dan N_γ adalah fungsi yang tergantung dari sudut geser dalam dari tanah itu, dan dinamakan koefisien-koefisien daya dukung; masing-masing diperlihatkan pada Gbr. 2.20 dan Tabel 2.1.

Perlu dicatat bahwa persamaan (2.28) dapat digunakan untuk pasir padat, kerakal dan lempung keras. Untuk keadaan di mana tanah pondasi adalah pasir lepas atau lempung buruk maka sebagai ganti N_c, N_q dan N_γ pada persamaan (2.28) digunakan N'_c, N'_q, N'_γ untuk keadaan geser setempat karena c dan ϕ pada keadaan ini adalah lebih kecil daripada yang tersebut di atas.

Apabila bentuk fondasi tidak lurus, persamaan berikut dapat digunakan.

Dengan bentuk segiempat/bujur-sangkar



Gbr. 2.20 Koefisien kapasitas daya dukung.

Tabel 2.1 Koeffisien daya dukung dari Terzaghi.

σ	N_c	N_q	N_γ	N'_c	N'_q	N'_γ
0°	5,71	1,00	0	3,81	1,00	0
5°	7,32	1,64	0	4,48	1,39	0
10°	9,64	2,70	1,2	5,34	1,94	0
15°	12,8	4,44	2,4	6,46	2,73	1,2
20°	17,7	7,43	4,6	7,90	3,88	2,0
25°	25,1	12,7	9,2	9,86	5,60	3,3
30°	37,2	22,5	20,0	12,7	8,32	5,4
35°	57,8	41,4	44,0	16,8	12,8	9,6
40°	95,6	81,2	114,0	23,2	20,5	19,1
45°	172	173	320	34,1	35,1	27,0

$$q = 1{,}3c \cdot N_c + \gamma \cdot D_f \cdot N_q + 0{,}4 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \tag{2.29}$$

Dengan bentuk lingkaran

$$q = 1{,}3c \cdot N_c + \gamma \cdot D_f \cdot N_q + 0{,}3\gamma \cdot B \cdot N_\gamma \tag{2.30}$$

Mengenai koefisien daya dukung maka Terzaghi memberikan harga-harga yang berlainan untuk keadaan keruntuhan umum dan keadaan keruntuhan setempat. Tetapi, dalam praktek amatlah sulit untuk menduga macam keruntuhan apakah yang akan terjadi.

Berdasarkan statistik percobaan pembebanan, Ohsaki mengusulkan rumus untuk daya dukung batas yang merupakan modifikasi dari rumus Terzaghi.

$$q = \alpha \cdot c \cdot N_c + \beta \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma + \gamma \cdot D_f \cdot N_q \tag{2.31}$$

Dengan α, β adalah suatu faktor bentuk, yang mempunyai harga seperti diberikan pada Tabel 2.3. Koefisien daya dukung yang mengalami perubahan untuk persamaan (2.31) mempunyai harga seperti diperlihatkan dalam Tabel 2.2.

Dalam merancang struktur yang aman terhadap daya dukung batas, maka konsep daya dukung yang diizinkan dapat diterima. Konsep ini didapat dengan membagi daya dukung batas dengan suatu harga faktor keamanan.

$$q_{all} = q_u / F_s \tag{2.32}$$

Dengan membandingkan harga ini dengan gaya yang bekerja pada tanah pondasi maka didapat suatu angka keamanan.

Tabel 2.2 Koeffisen daya dukung dari Ohsaki.

ϕ	N_c	N_γ	N_q	σ	N_c	N_γ	N_q
0°	5,3	0	1,0	28°	11,4	4,4	7,1
5°	5,3	0	1,4	32°	20,9	10,6	14,1
10°	5,3	0	1,9	36°	42,2	30,5	31,6
15°	6,5	1,2	2,7	40°	95,7	115,7	81,3
20°	7,9	2,0	3,9	45°	172,3	325,8	173,3
25°	9,9	3,3	5,6	50°	347,5	1073,4	415,1

Tabel 2.3 Faktor bentuk.

Faktor bentuk	Bentuk pondasi			
	Menerus	Bujur sangkar	Persegi	Lingkaran
α	1,0	1,3	1,0 + 0,3 (B/L)	1,3
β	0,5	0,4	0,5 − 0,1 (B/L)	0,3

B: Sisi pendek
L: Sisi panjang

2.4 Kemantapan Lereng

Bila tanah digali dari permukaan sampai ke dasar pondasi bangunan yang akan dibangun, maka terdapat banyak hal di mana sulit untuk memotong tanah pondasi dengan tegak lurus ke arah bawah tanpa suatu dinding penahan tanah yang direncanakan cermat. Khususnya, dalam kasus tanah pondasi yang terdiri dari pasir maka

hampir tidak mungkin untuk memotong tanah pondasi dengan tegak lurus ke arah bawah.

Juga tidaklah mungkin untuk membuat timbunan dengan tegak lurus apabila dibuat bangunan-bangunan seperti tanggul sungai, timbunan untuk jalan atau bendungan urugan. Oleh karena itu maka bangunan-bangunan yang telah dibangun mempunyai potongan berbentuk trapesium dengan kemiringan tertentu disertai pemampatan tanah menurut sifat-sifatnya pada waktu yang silam.

Juga tidak mungkin memotong sehingga melampaui tingkat tertentu bila suatu lereng alam dengan sengaja dirubah menjadi lereng curam.

Peristiwa-peristiwa ini disebut sebagai sifat massa tanah dalam hubungannya dengan kekuatan geser tanah.

Apabila permukaan cenderung membentuk lereng, maka tegangan geser karena gaya berat atau gaya air rembesan dan gaya gempa timbul di dalam tanah pondasi. Bila tegangan geser melampaui tahanan geser tanah maka tanah mulai runtuh dan akhirnya terjadilah keruntuhan tanah sepanjang bidang yang menerus dan massa tanah di atas bidang yang menerus ini akan longsor. Peristiwa ini disebut sebagai keruntuhan lereng dan bidang yang menerus ini biasanya disebut bidang gelincir.

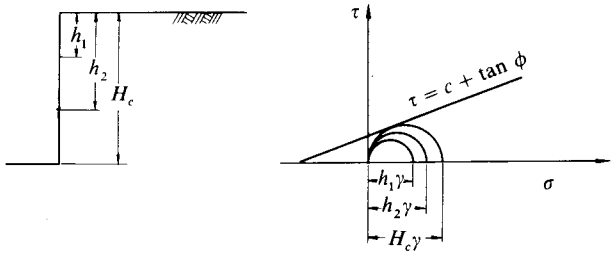
Sebagai contoh khusus dari masalah lereng ini, akan diamati permukaan galian yang vertikal. Di sekitar permukaan galian vertikal itu, tegangan mendatar adalah nol dan tegangan vertikal adalah sama dengan berat tanah di atasnya. Kedua tegangan ini adalah tegangan utama. Seperti terlihat dalam Gbr. 2.21, bila tegangan vertikal meningkat sehubungan dengan bertambahnya kedalaman galian, maka lingkaran Mohr makin mendekati garis keruntuhan. Pada kedalaman yang lebih besar maka permukaan galian tidak dapat menahan pada bagian dasarnya dan h ini disebut tinggi penahan sendiri H_c, yang diberikan dalam persamaan berikut.

$$H_c = \frac{2 \cdot c}{\gamma} \cdot \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \tag{2.33}$$

Dengan perkataan lain, apabila sebuah parit digali pada tanah untuk meletakkan pipa-pipa di bawah permukaan tanah atau membangun struktur pondasi, kedalaman batas di mana tanah pondasi dapat digali vertikal tanpa dinding penahan secara teoritis dibatasi sampai harga H_c yang diberikan oleh persamaan (2.33).

Apabila keruntuhan gelincir terjadi pada lereng maka, bentuk keruntuhan gelincir mendekati bentuk busur lingkaran pada lapisan tanah homogin dan bila beberapa lapisan data membentuk lapisan ganda, maka gelincir akan terjadi sepanjang permukaan gabungan termasuk lapisan lemah di antara lapisan-lapisan itu.

Karena itu, dalam analisa kemantapan lereng untuk menganalisa apakah suatu lereng mantap terhadap gelincir atau tidak, kita perlu menduga lengkung permukaan gelincir yang merupakan bentuk kesatuan sesuai dengan keadaan sekelilingnya, tetapi



Gbr. 2.21 Gambar penjelasan tinggi penahan sendiri.

pada umumnya, permukaan gelincir sering diasumsi sebagai lengkungan lingkaran.

Dalam analisa kemantapan lereng dengan permukaan gelincir yang diasumsi sebagai lengkungan lingkaran, maka gaya yang mendorong massa tanah di atas lengkungan lingkaran sehingga menggelincir harus dibandingkan dengan gaya geser sepanjang lengkungan lingkaran yang menahan longsoran itu.

Karena gaya dorong dan gaya tahan berbeda sehubungan dengan kedudukan dan jari-jari lengkungan lingkaran, maka harus dilakukan analisa kemantapan dengan mengubah-ubah kedudukan dan jari-jari lengkungan lingkaran untuk beberapa harga dengan cara mencoba-coba.

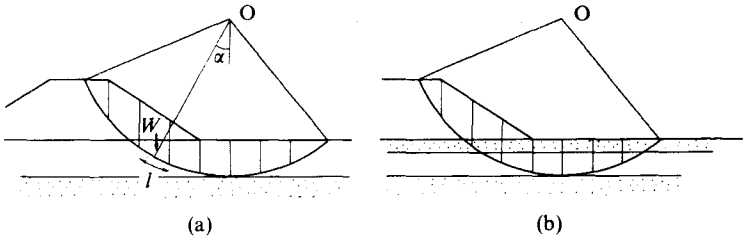
Berbagai metode diusulkan untuk pembandingan antara gaya dorong dan gaya penahan, tetapi metode irisan yang biasanya digunakan akan diberikan berikut ini.

Seperti terlihat pada Gbr. 2.22, bagilah massa tanah dalam lengkungan lingkaran sembarangan menjadi potongan-potongan dengan permukaan vertikal, dan sebutlah beratnya W. Faktor keamanan terhadap gelincir F_s diberikan dalam persamaan berikut.

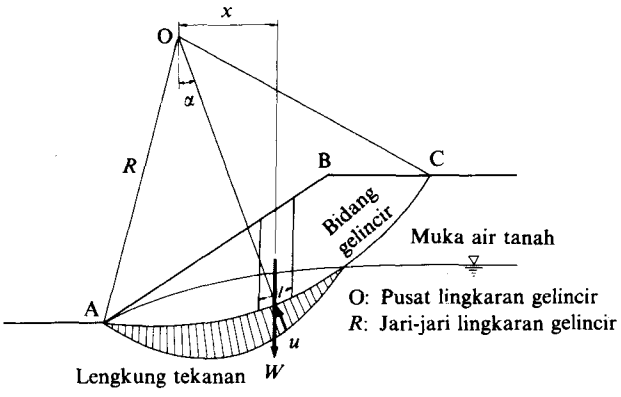
$$F_s = \frac{\text{gaya penahan}}{\text{gaya yang menggelincirkan}} = \frac{\Sigma(c \cdot l + W_i \cdot \cos \alpha_i \cdot \tan \phi)}{\Sigma W_i \cdot \sin \alpha_i} \tag{2.34}$$

Dengan c adalah kohesi tanah, ϕ adalah sudut geser dalam. l adalah panjang lengkungan lingkaran dan α_i adalah sudut yang dibuat oleh jari-jari lengkungan lingkaran dan garis vertikal melalui pusat gaya berat tiap irisan.

Bila tanah pondasi beserta lerengnya tidak terdiri dari lapisan-lapisan tanah homogin seperti diperlihatkan pada Gbr. 2.22(b), maka faktor keamanan dihitung dengan persamaan (2.34) dengan menggunakan harga berat dari irisan dan konstanta kekuatan



Gbr. 2.22 Perhitungan kemantapan dengan cara irisan.



Gbr. 2.23 Kemantapan lereng yang mempunyai aliran air rembesan yang tetap.

geser dari tiap lapisan.

Bila terdapat aliran rembesan di dalam lereng yang dianggap berbentuk lengkungan lingkaran, maka tekanan rembesan dicari dengan analisa aliran rembesan dan kemudian analisa kemantapan dilakukan dengan metode tekanan efektif yang memperhitungkan tekanan rembesan. Dengan perkataan lain, bila pada Gbr. 2.23 tekanan air pori di dasar setiap irisan adalah U_i, faktor keamanan dapat dicari dengan persamaan berikut, berdasarkan kekuatan tanah untuk keadaan tegangan efektif dengan konstanta c' and ϕ'.

$$F_s = \frac{\Sigma\{c' \cdot l + (W_i \cdot \cos \alpha_i - U_i) \tan \phi'\}}{\Sigma W_i \cdot \sin \alpha_i} \tag{2.35}$$

Bilamana muka air suatu reservoir yang dibentuk oleh struktur tanah seperti bendungan urugan menurun dengan cepat, maka pasti akan terjadi tekanan air pori sisa dalam timbunan. Juga untuk keadaan ini, faktor keamanan dapat dicari dengan persamaan di atas, dengan menggunakan tekanan air pori di dasar tiap irisan.

Bila faktor keamanan didapat 1 dari persamaan-persamaan ini, ini berarti bahwa lereng sudah hampir dalam bahaya keruntuhan lereng. Akibatnya, untuk mendapatkan lereng yang dimantapkan maka persamaan berikut harus digunakan,

$$F_s \geqq 1{,}0$$

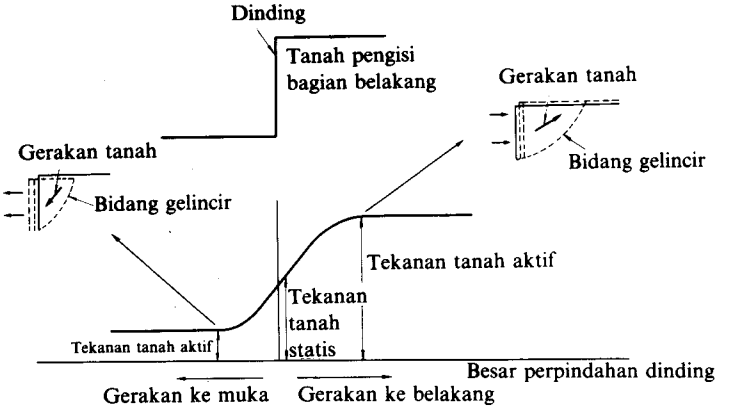
Dalam banyak hal, harus dipertimbangkan pula perbedaan antara anggapan-anggapan yang tak terelakkan yang digunakan dalam perhitungan, termasuk semua kesalahan dari konstanta-konstanta mekanika tanah dengan harga sebenarnya dari lapisan tanah, sehingga biasanya digunakan $F_s \geqslant$ kira-kira 1,2.

2.5 Tekanan Tanah Aktif Dan Pasif

Seperti terlihat pada Gbr. 2.24, apabila dinding penahan bergerak mendatar dalam arah menjauh dari tanah isian di bagian belakang, maka tekanan tanah yang bekerja pada dinding penahan akan berkurang perlahan-lahan sampai mencapai suatu harga tetap. Dengan gerakan lebih lanjut maka tanah isian itu akan runtuh.

Sebaliknya, apabila dinding penahan tanah digerakkan ke arah tanah isian di bagian belakang, maka tekanan tanah akan meningkat perlahan-lahan sampai mencapai suatu harga tetap.

Tekanan-tekanan tanah ini yang mempunyai harga-harga tetap, masing-masing



Gbr. 2.24 Tekanan tanah yang bekerja pada dinding penahan tanah.

disebut tekanan tanah aktif. Tekanan tanah pasif dan tekanan tanah yang pada prakteknya bekerja pada suatu dinding seperti terlihat pada gambar biasanya adalah tekanan tanah statis dan mempunyai nilai tengah antara kedua tekanan di atas. Harga tekanan tanah statis berubah menurut kedudukan dinding penahan seperti diperlihatkan pada Gbr. 2.24, yaitu, menurut perubahan tanah isian di bagian belakang.

Dalam merancang struktur-struktur kadangkala diperlukan perhitungan tekanan tanah yang bekerja pada struktur. Pada kenyataannya amatlah sulit menentukan perubahan yang disebabkan oleh tanah isian di bagian belakang, akibatnya tekanan tanah statis yang berhubungan dengan perubahan tidak dapat ditentukan dengan jelas. Sehingga, tekanan tanah aktif dan tekanan tanah pasif yang telah disebutkan sebelumnya biasanya lebih sering dipakai untuk perencanaan praktis.

Tekanan tanah aktif dan tekanan tanah pasif, seperti dijelaskan pada Gbr. 2.24, adalah tekanan tanah dalam keadaan batas di mana tanah isian di bagian belakang akan mulai runtuh menggelincir karena berat sendiri, atau keruntuhan gelincir/geser mulai terjadi karena gaya dari dinding. Dasar perhitungan di atas diberikan oleh Coulomb dan Rankine.

Coulomb memperkenalkan sebuah rumus tekanan tanah yang bekerja pada dinding penahan tanah dengan menganalisa keadaan setimbang gaya apabila massa tanah berbentuk segitiga di belakang dinding akan mulai menggelincir.

Gaya yang bekerja pada massa tanah berbentuk segitiga di antara permukaan dinding OA dan permukaan gelincir OB di belakang dinding seperti terlihat pada Gbr. 2.25, adalah berat sendiri, reaksi dari permukaan dinding dan permukaan gelincir. Dengan menganggap adanya keseimbangan gaya-gaya ini, reaksi dari permukaan dinding, yaitu gaya resultan tekanan tanah, dengan menggunakan tanda-tanda dalam gambar, adalah sebagai berikut:

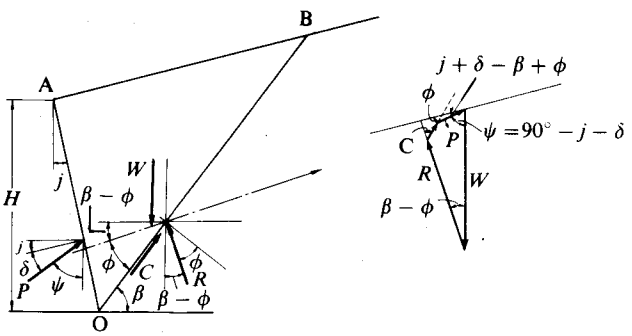
$$P = \frac{\sin(\beta - \phi)}{\sin(\beta - \phi + \psi)} \cdot W - \frac{\cos\phi}{\sin(\beta - \phi + \psi)} \cdot C \tag{2.36}$$

Dari harga-harga P dengan berbagai kemiringan permukaan gelincir, harga yang maksimum adalah tekanan tanah aktif yang bekerja pada dinding.

Apabila permukaan tanah adalah mendatar, j sama dengan θ and δ sama dengan nol, maka tekanan tanah Coulomb diberikan oleh persamaan berikut.

Tekanan tanah aktif:

$$P_a = \frac{1}{2}\gamma \cdot H^2 \cdot \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) - 2c \cdot H \cdot \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) \tag{2.37}$$

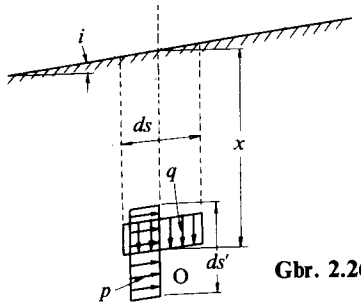


Gbr. 2.25 Gambar penjelasan dari tekanan tanah Coulomb.

Tekanan tanah pasif:

$$P_p - \frac{1}{2}\gamma \cdot H^2 \cdot \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) + 2c \cdot H \cdot \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \tag{2.38}$$

Di lain pihak, Rankine memperkenalkan sebuah rumus tekanan tanah dengan menganalisa sifat-sifat tegangan yang bekerja pada permukaan vertikal yang hipotetis, apabila massa tanah di bawah permukaan membentuk sudut i dengan bidang datar seperti diperlihatkan pada Gbr. 2.26 berada dalam keadaan keseimbangan plastis.



Gbr. 2.26 Gambar penjelasan dari tekanan tanah Rankine.

Pada gambar, anggaplah suatu permukaan yang amat kecil ds sejajar dengan permukaan tanah pada titik O dengan kedalaman x di bawah permukaan tanah, dan permukaan kecil ds' yang memotong dengan permukaan tanah pada sudut 90 derajat; kemudian anggaplah tiap tekanan yang bekerja pada masing-masing permukaan adalah q dan p.

Harga q adalah berat massa tanah di atas permukaan kecil itu, dan merupakan fungsi dari kemiringan yang membentuk sudut i dengan permukaan ds. Kekuatan q diberikan oleh persamaan berikut.

$$q = \frac{\gamma \cdot x \cdot ds \cdot \cos i}{ds} = \gamma \cdot x \cdot \cos i \tag{2.39}$$

Karena p bekerja sejajar dengan permukaan tanah maka p membentuk sudut i dengan permukaan ds'.

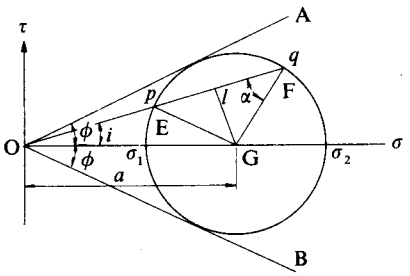
Tegangan bila tanah dalam keadaan keseimbangan plastis di sekitar titik O, atau dengan sebutan lain, tegangan p bila lingkaran tegangan Mohr menyentuh garis keruntuhan seperti terlihat pada Gbr. 2.27 adalah tegangan tanah aktif yang bekerja pada permukaan vertikal ds dan bila tanah adalah pasir tidak kohesif, besarnya dinyatakan dalam persamaan berikut.

$$P_a = \frac{1}{2}\gamma \cdot H^2 \frac{\cos i - \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}}{\cos i + \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}} \cdot \cos i \tag{2.40}$$

Dengan cara yang sama, tekanan tanah pasif dinyatakan dalam persamaan berikut.

$$P_p = \frac{1}{2}\gamma \cdot H^2 \frac{\cos i + \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}}{\cos i - \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}} \cdot \cos i \tag{2.41}$$

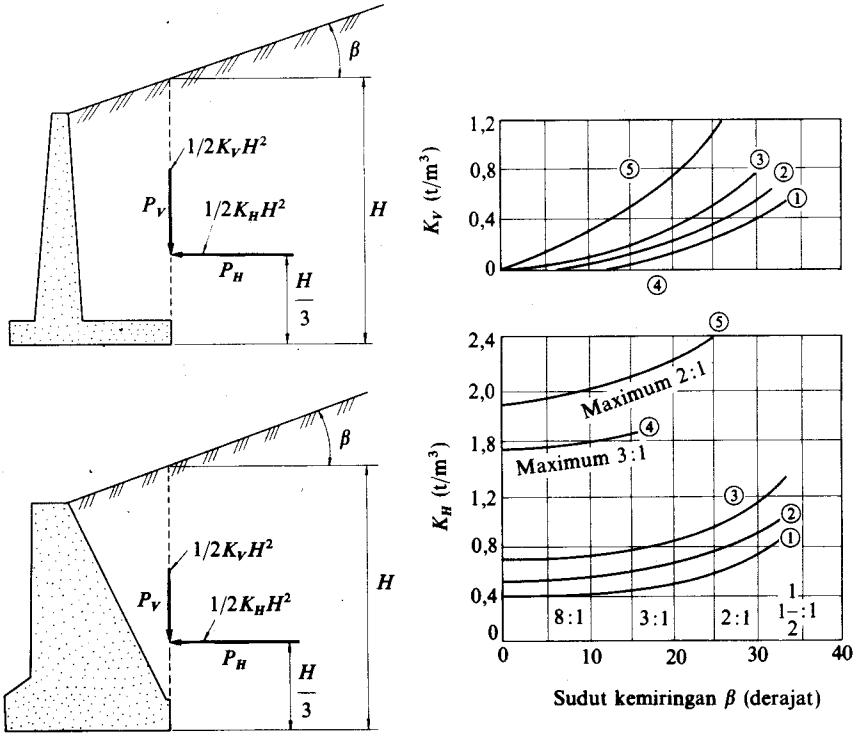
Terpisah dari teori-teori tekanan tanah Terzaghi yang teoritis, ada grafik tekanan tanah yang didapat berdasarkan percobaan-percobaan dan data lapangan untuk mencari koefisien tekanan tanah dalam merancang tekanan tanah yang bekerja pada dinding kaku seperti dinding-dinding penahan tanah.



Gbr. 2.27 **Lingkaran Mohr dalam hal tekanan tanah Rankine.**

Tabel 2.4 Jenis bahan pengisi tembok penahan (Terzaghi).

Simbol	Jenis bahan pengisi
(1)	Pasir murni atau kerikil
(2)	Tanah berpasir dengan permeabilitas rendah termasuk lanau atau lempung
(3)	Tanah berpasir termasuk banyak berlempung



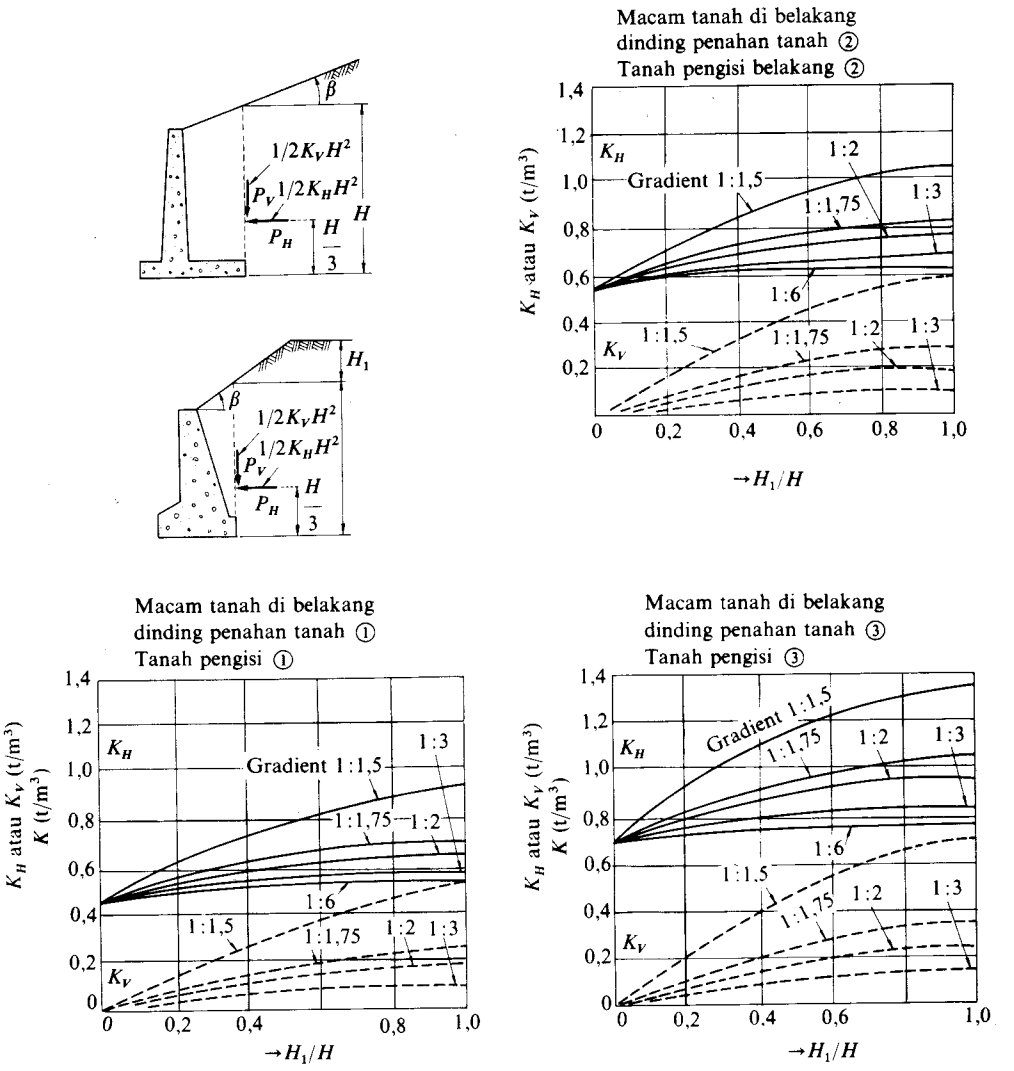
Gbr. 2.28 Koefisien tekanan tanah di mana permukaan tanah di belakang dinding penahan tanah yang mempunyai kemiringan digambarkan dengan garis penuh (gambar tekanan tanah Terzaghi).

(*Catatan*) ①– ③ dalam gambar berhubungan dengan klasifikasi tanah yang diperlihatkan dalam Tabel 1.1.

Koefisien tekanan tanah untuk bahan tanah pengisi sesuai dengan klasifikasi seperti diperlihatkan pada Tabel. 2.4 dapat diperoleh dari Gbr. 2.28, Gbr. 2.29 (gambar perhitungan tekanan tanah Terzaghi).

Dalam praktek di Jepang untuk teknik jalan raya, tekanan tanah yang dihitung yang bekerja pada dinding-dinding penahan tanah atau gorong-gorong bentuk kotak biasanya didasarkan pada persamaan Terzaghi atau persamaan Coulomb untuk dinding yang kurang dari 8 m dan dengan rumus Coulomb untuk dinding yang lebih besar dari 8 m.

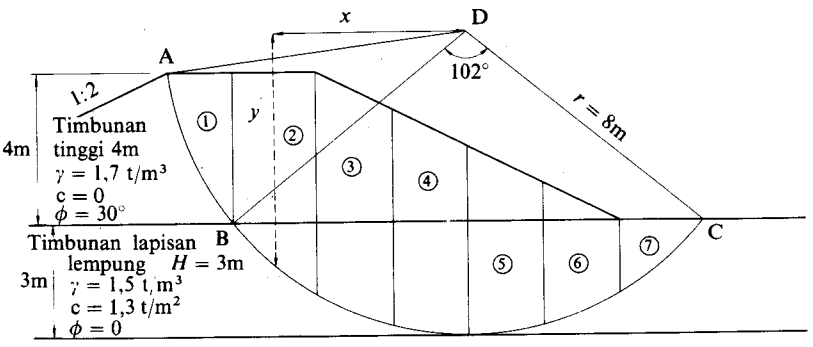
Untuk tekanan tanah yang bekerja pada dinding-dinding lentur seperti dinding -turap pancang yang digunakan untuk konstruksi sementara, maka perpindahan dinding



Gbr. 2.29 Koefisien tekanan tanah di mana permukaan tanah di belakang dinding penahan tanah yang mempunyai kemiringan digambarkan dengan garis terputus (gambar tekanan tanah Terzaghi).

umumnya tidaklah merata sepanjang arah vertikal dan dengan sendirinya karena deformasi setempat maka akan terlihat adanya pembagian yang berbeda dari pembagian pada dinding kaku.

Mengingat tekanan tanah pada keadaan semacam itu adalah berbeda dengan tekanan tanah aktif dan tekanan tanah pasif seperti telah disebutkan di atas, maka akan sukarlah untuk mencari tekanan tanah pada dinding lentur secara teoritis dalam semua kondisi tanah dan pelaksanaan pekerjaan. Oleh karenanya maka metode berikut ini akan digunakan. Pertama, reaksi penopang berdasarkan data pengamatan diubah menjadi tekanan tanah, kemudian harga maksimum pembagian yang telah diubah menjadi tekanan tanah digunakan sebagai tekanan tanah perencanaan untuk menentukan penampang bangunan.



Gbr. 2.30 Contoh perhitungan.

2.6 Contoh Perhitungan

Gbr. 2.30 memperlihatkan sebuah tanggul dengan tinggi 4 m, direncanakan dibangun di atas lapisan lempung lembek yang mempunyai tebal 3 m. 1. Periksalah apakah tanggul itu dapat dibangun dengan aman, berapakah besar penurunan karena konsolidasi lapisan lempung akibat beban timbunan, dan hitung faktor keamanan untuk gelincir, dan waktu penurunan.

Pemecahan 1 Perhitungan kemantapan:

Karena terdapat lapisan pasir di bawah lapisan lempung lembek, maka lengkung lingkaran gelincir yang paling berbahaya diperkirakan melalui perbatasan antara lapisan lempung dan lapisan pasir.

Seperti diperlihatkan pada Tabel 2.5, anggaplah lengkung lingkaran melalui perbatasan antara kedua lapisan dan bagilah timbunan dan tanah fondasi yang dibatasi oleh lengkungan menjadi tujuh irisan.

Irisan No. 1 dan No. 7 dianggap sebagai segitiga dan irisan dari No. 2 sampai No. 6, sebagai trapesium. Beratnya dihitung dengan mempergunakan berat isi dari timbunan dan berat isi basah dari lapisan lempung.

Penyebut pada persamaan (2.34) dicari dari berat masing-masing irisan, tetapi dalam Tabel 2.5 adalah contoh perhitungan di mana sin α dimasukkan sebagai $r \sin \alpha$.

Kemudian, bagian yang mengandung ϕ yang terdapat dalam gaya penahan gelincir hanyalah terdapat pada irisan No. 1, karena $\phi = 0$ di dalam lapisan lempung. Sehingga, di dalam Tabel 2.5 pemasukan harga $r \cos \alpha = y$ dan $W \cdot y \tan \phi$ hanyalah pada bagian irisan No. 1. Selanjutnya, karena hal yang berkaitan dengan kohesi hanya ada pada irisan No. 2 sampai irisan No. 7; mengingat c sama dengan 0 di dalam timbunan dan sepanjang lengkung lingkaran ini, seperti yang dimasukkan dalam tabel ini, maka l adalah 14,24 m.

Jadi faktor keamanan yang diberikan oleh persamaan berikut yang dituliskan dengan mengalikan baik penyebut maupun pembilang pada persamaan (2.34) dengan r adalah sebagai berikut:

$$F_s = \frac{\Sigma(c \cdot l \cdot r + W \cdot r \cdot \cos \alpha \cdot \tan \phi)}{\Sigma W \cdot r \cdot \sin \alpha} = \frac{\Sigma(c \cdot l \cdot r + W \cdot y \cdot \tan \phi)}{\Sigma Wx} = \frac{165{,}96}{150{,}61} = 1{,}10$$

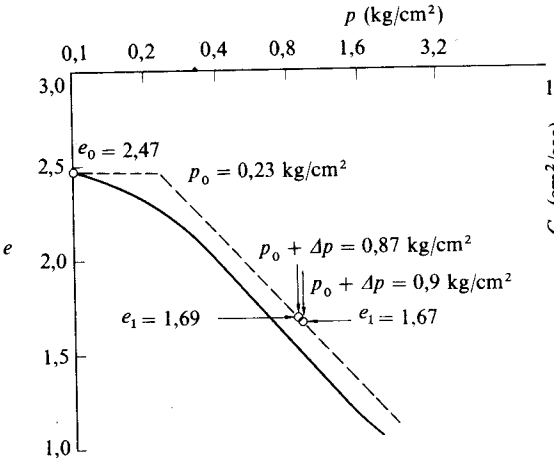
Adalah prosedur yang rutin bahwa harga minimum F_s dicari dengan mencoba perhitungan serupa dengan mengubah-ubah kedudukan pusat lengkung lingkaran. Tetapi, karena $F_s < 1{,}2$, yang diberikan dengan perhitungan percobaan ini, maka

Tabel 2.5 Contoh perhitungan kemantapan lereng.

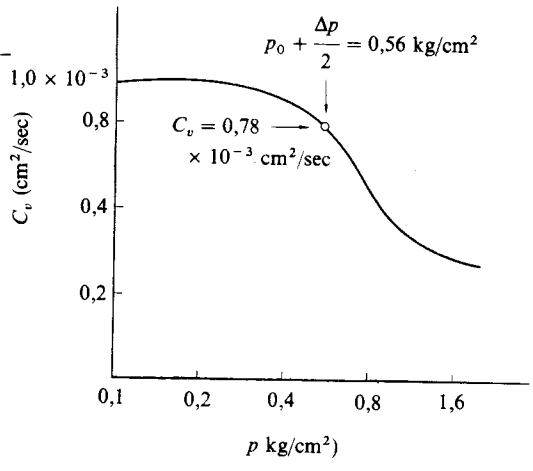
Nomor irisan	Lebar irisan	Tinggi irisan	Berat irisan W_i	Jarak mendatar dari pusat lingkaran	$W \cdot x$	Jarak vertical dari pusat lingkaran	$w \cdot y \tan \phi$
		0 m					
(1)	1,7 m	4	$1/2 \times 1,7 \times 4 \times 1,7 = 5,78$ t	6,77 m	39,13 t · m	4,2 m	17,86
(2)	2,2	4 + 1,9	$2,2 \times 4 \times 1,7 + 1/2 \times 2,2 \times 1,9 \times 1,5 = 18,10$	5,1	92,31	—	—
(3)	2	3 + 2,7	$2 \times \frac{4+3}{2} \times 1,7 + 2 \times \frac{1,9+2,7}{2} \times 1,5 = 18,80$	3	56,40	—	—
(4)	2	2 + 3	$2 \times \frac{3+2}{2} \times 1,7 + 2 \times \frac{2,7+3}{2} \times 1,5 = 17,05$	1	17,05	—	—
(5)	2	1 + 2,7	$2 \times \frac{2+1}{2} \times 1,7 + 2 \times \frac{3+2,7}{2} \times 1,5 = 13,65$	−1	−13,65	—	—
(6)	2	0 + 1,9	$1/2 \times 2 \times 1 \times 1,7 + 2 \times \frac{2,7+1,9}{2} \times 1,5 = 8,6$	−3	−25,8	—	—
(7)	2,2	0	$1/2 \times 2,2 \times 1,9 \times 1,5 = 3,14$	−4,73	−14,83	—	—
					$\Sigma W x =$ 150,61	—	$\Sigma W \cdot y \tan \phi$ = 17,86

Panjang busur $\widehat{BC} = 2\pi \times 8 \times \frac{102}{360} = 14,24$ m $\tan 30° = 0,577$

Faktor keamanan: $F_s = \frac{17,86 + 1,3 \times 14,24 \times 8}{150,61} = \frac{17,86 + 148,10}{150,61} = \frac{165,96}{150,61} = 1,10$



Gbr. 2.31 $e - \log p$.



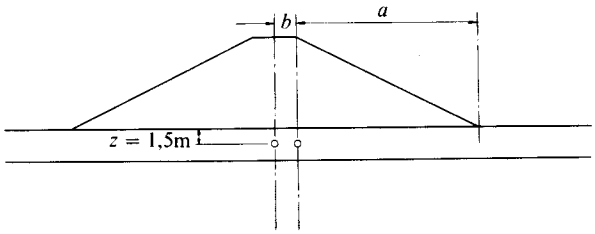
Gbr. 2.32 $\log C_v - \log p$.

sudah cukup jelas bahwa adalah berbahaya jika membuat timbunan tanpa tindakan-tindakan lain.

Pemecahan 2 Perhitungan penurunan:

Anggaplah bahwa dari percobaan konsolidasi pada contoh-contoh tanah asli dari lapisan lempung pada Gbr. 2.30, sudah didapat lengkung $e - \log p$ yang diperlihatkan pada Gbr. 2.31 dan lengkung $\log C_v - \log p$ yang diperlihatkan pada Gbr. 2.32.

Seperti diperlihatkan pada Gbr. 2.33, peningkatan rata-rata beban di dalam lapisan lempung tepat di bawah tengah-tengah timbunan dan pada puncak bagian miring timbunan dihitung dengan menggunakan Gbr. 2.7, sebagai berikut:



Gbr. 2.33 Penambahan tekanan dalam tanah pondasi.

$q = 4\text{m} \times 1{,}7\ \text{t/m}^3 = 6{,}8\ \text{t/m}^2$.

Sedangkan nilai pengaruh tepat di bawah tengah-tengah timbunan dengan

$a/z = 8/1{,}5 = 5{,}33$ dan

$b/z = 2/1{,}5 = 1{,}33$ didapat,

$I = 0{,}492$; kemudian mengingat pembebanan adalah simetris, maka untuk titik yang diinginkan, dengan mendua-kalikannya akan didapat

$I_1 = 0{,}984$.

Kemudian, apabila beban timbunan tepat di bawah puncak bagian miring timbunan dibagi menjadi bagian segitiga di sebelah kanan dan bagian trapesium di bagian kiri, maka dengan

$a/z = 5{,}33$ dan

$b/z = 0$ maka didapat

$I = 0{,}44$, dan untuk

$a/z = 5{,}33$ dan

$b/z = 4/1{,}5 = 2{,}67$ maka didapat

$I = 0{,}497$.

sehingga akhirnya didapat $I_2 = 0{,}44 + 0{,}497 = 0{,}937$.

Peningkatan tegangan di dalam tanah pondasi karena beban timbunan tepat di bawah tengah-tengah timbunan,

$$\Delta p_1 = I_1 \cdot q = 0{,}984 \times 0{,}68 = 0{,}67\ \text{kg/m}^2$$

Tepat di bawah puncak bagian miring timbunan,

$$\Delta p_2 = I_2 \cdot q = 0{,}937 \times 0{,}68 = 0{,}64\ \text{kg/m}^2$$

Besar penurunan karena konsolidasi, dengan menggunakan hasil pembacaan dari Gbr. 2.31, didapat dari persamaan (2.24); sebagai berikut:

Tepat di bawah tengah-tengah timbunan,

$$S_1 = \frac{e_0 - e_1}{1 + e_0} \cdot H = \frac{2{,}47 - 1{,}67}{1 + 2{,}47} \times 3 \doteqdot 69\ \text{cm}$$

Tepat di bawah puncak bagian miring timbunan,

$$S_1 = \frac{2{,}47 - 1{,}69}{1 + 2{,}47} \times 3 \doteqdot 67\ \text{cm}$$

Waktu yang dibutuhkan untuk konsolidasi didapat dengan persamaan (2.22) dengan menggunakan harga C_v untuk $p_0 + \Delta p/2 = 0{,}56\ \text{kg/cm}^2$ yang dibaca dari Gbr. 2.32, sebagai berikut:

$$C_v = 0{,}78 \times 10^{-3}\ \text{cm}^2/\text{sec}$$

Harga T_v untuk 80% konsolidasi didapat dari Gbr. 2.15,

$$T_v = 0{,}567,$$

sehingga,

$$t_{80\%} = \frac{(H/2)^2 \cdot T_v}{C_v} = \frac{(150)^2 \times 0{,}567}{0{,}78 \times 10^{-3}} = 1{,}64 \times 10^7\ (\text{sec}) \doteqdot 190\ (\text{hari})$$

3 PENYELIDIKAN LOKASI KONSTRUKSI

3.1 Umum

Tanah pondasi biasanya merupakan bahan yang susunannya amat rumit dan beraneka ragam. Walaupun sifat fisik dan mekaniknya dapat diketahui dengan penyelidikan tanah atau pengujian tanah, namun hasilnya tidak sesuai benar dengan kenyataannya. Tidak seperti pada beton atau baja yang hasil penyelidikan dan pengujiannya dapat dipercaya.

Pada bermacam-macam cara perhitungan yang diterapkan untuk analisa sifat dinamik dari tanah, seringkali dilakukan asumsi-asumsi yang berani dan sederhana.

Seringkali kesimpulan yang diambil menjadi keliru bilamana perencanaan pondasi itu hanya berdasarkan hasil yang didapat dari penyelidikan atau pengujian tanah yakni dengan langsung menggunakan harga-harga pengujian pada rumus daya dukung atau persamaan penurunan tanpa pengertian penuh mengenai hal-hal tersebut di atas.

Data pemboran lapisan geologi atau hasil pengujian tanah adalah harga pada suatu titik yang dipilih sembarang, sehingga untuk mengambil kesimpulan apakah harga-harga itu mencerminkan sifat-sifat keseluruhan tanah pondasi, harus diteliti berdasarkan latar belakang geologi mengenai pembentukan tanah pondasi itu.

Dalam teknik pondasi, kegunaan survai tanah pondasi tidak dapat terlalu diutamakan. Hal ini bukan hanya disebabkan pondasi konstruksi tetapi juga oleh denah, perencanaan dan keseluruhan konstruksi. Demikian pula pemeliharaan dikemudian hari akan sangat bergantung pada kwalitas atau sifat-sifat tanah pondasi sehingga kesemuanya akan mempengaruhi biaya pembangunan.

Walaupun demikian, pelaksanaan pemboran yang banyak dan pengujian dari contoh-contoh tanah pada setiap titik, tidak selalu akan memberikan hasil yang baik. Survai harus dilakukan secara sistimatis tahap demi tahap dari lingkup yang luas sampai ke lingkup yang mendetail. Penyelidikan dan survai harus dilakukan tahap demi tahap, dari tahap yang kasar sampai yang paling mendetail. Tindakan-tindakan survai yang akan dilakukan kemudian adalah bergantung pada hasil penyelidikan tanah pondasi pada tahap terdahulu.

Misalnya untuk melaksanakan survai pada tanah dasar yang buruk, maka dianjurkan cara kerja sebagai berikut. Mula-mula harus dilaksanakan survai pendahuluan untuk mengetahui penyebaran lapisan tanah yang buruk dan garis besar sifat mekanik setelah mempelajari sifat-sifat dinamik struktur berdasarkan survai pendahuluan ini. Survai kedua dengan ketelitian yang lebih tinggi adalah pemeriksaan secara kasar mengenai daya dukung atau penurunan, yakni untuk menjernihkan hal-hal yang meragukan sehingga dapat disediakan hasil-hasil penyelidikan atau pengujian untuk analisa dinamik bagi perencanaan.

Survai sudah tentu mempunyai tujuan tertentu. Pada eksplorasi lapisan bawah, detail dari survai bergantung pada sifat-sifat umum tanah pondasi, jenis dan dimensi bangunan, metode perencanaan beserta teknik pelaksanaannya. Dalam menghadapi setiap masalah survai, susunlah suatu rencana kerja sesuai cara berfikir sebagai berikut,

MILIK
Badan Perpustakaan
Propinsi Jawa Timur

1) Apakah subyek utama dari survai?
2) Apakah yang menjadi masalah dalam pembangunan ini?
3) Apakah yang harus diketahui?
4) Bagaimana mengetahuinya?
5) Survai apa yang harus dilakukan dan dengan cara apa?

Kemudian kita melaksanakan survai yang diperlukan.

Hal yang penting dalam eksplorasi tanah atau pengujian tanah adalah bahwa hasil yang diperoleh itu dapat digunakan dengan effisien. Untuk maksud ini diperlukan pengertian yang mendalam mengenai metode pengujian tanah, batasan-batasan atau karakteristik dalam survai dan metode pengujian dan bagaimana menyimpulkan hasil-hasil yang diperoleh.

Dalam Bab ini hanya akan dikemukakan penjelasan mengenai metode eksplorasi dan pengujian tanah yang menyangkut hal-hal dasar beserta hal-hal yang kelihatannya penting. Untuk mempelajari metode survai atau pengujian lebih terperinci, disarankan untuk melihat buku-buku atau catatan-catatan yang lain.

3.2 Topografi Dan Kondisi Tanah Pondasi

Biasanya pada tanah pondasi terjadi perubahan-perubahan yang rumit. Perubahan-perubahan ini bukanlah terjadi tanpa dasar, tetapi berdasarkan prinsip-prinsip geologi. Jadi untuk memperoleh pengertian mengenai corak umum tanah pondasi, biasanya diperlukan peta topografi, peta geologi dan rangkaian foto udara. Di Indonesia peta topografi dapat diperoleh pada Dinas Topografi Angkatan Darat dan peta Geologi pada Direktorat Geologi, Departemen Pertambangan dan Energi di Bandung.

Pada tahap pendahaluan sebelum mengadakan perencanaan atau survai lapangan dari setiap pekerjaan teknik sipil, di samping peta topografi atau peta geologi diperlukan juga kumpulan dan analisa data mengenai tanah pondasi beserta data pembangunan dan kerusakan bangunan-bangunan lain. Data-data ini dapat memberikan keterangan yang berguna mengenai kondisi tanah pondasi itu.

Tabel 3.1 memperlihatkan bagian-bagian yang harus diperhatikan sewaktu membaca peta tofografi.

Corak umum tanah pondasi sering dapat diketahui bila keterangan mengenai karakteristik topografi telah diperoleh dari peta topografi, peta geologi atau foto udara.

Pada perencanaan pekerjaan-pekerjaan teknik sipil, maka dari peta topografi dapat disimpulkan apakah kita menghadapi masalah daya dukung atau penurunan, masalah tanah longsor atau keruntuhan lereng yang diakibatkan oleh galian-galian tanah dan apakah terdapat lokasi bahan tanah yang dapat digunakan untuk bahan pembangunan.

Tabel 3.2 menunjukkan karakteristik topografi dari tanah pondasi untuk setiap klasifikasi topografi dan karakteristik mekanik umum dari tanah pondasi.

Dapat dimengerti dari tabel ini, bahwa endapan kipas, dataran banjir, tanggul alamiah dan ambang pasir pantai adalah baik untuk pondasi tanggul karena kemungkinan penurunannya atau ketidak stabilan yang paling kecil. Akan tetapi bilamana terdapat mata-air, maka kita harus memperhatikan lebih lanjut. Di lain pihak daerah-daerah seperti daerah rawa pedalaman, daerah delta, rawa sungai, lagun, daerah longsoran, daerah sesar dan lain-lain adalah daerah-daerah yang kemungkinan besar sangat berbahaya atau sangat labil.

Jenis tanah yang juga memerlukan perhatian jika digunakan sebagai bahan pengisi adalah lempung abu volkanik, tanah pasiran volkanik, gambut dengan kadar organik yang tinggi, pelapukan aranit dan lain-lain. Mengingat penyebaran regional bahan tanah ini memperlihatkan pola yang khas sesuai dengan bahan asalnya, maka penting

Tabel 3.1 Hal-hal yang perlu diperhatikan dalam penentuan topografi.

Topografi	Hal-hal yang perlu diperhatikan dalam penentuan topografi	Keterangan
Longsoran	Ditentukan dari turbulensi garis kontur. Di puncak pegunungan terdapat ngarai curam berbentuk tapal kuda, diikuti dengan daerah berlereng landai yang tak teratur, dan berakhir dengan perbukitan. Untuk penggunaan tanahnya, dipakai sebagai sawah yang terdiri dari ribuan sawah kecil-kecil	Dikhawatirkan bahwa potongan tanah pada bagian tanggul di puncak daerah tanah longsor dapat menimbulkan kelongsoran
Undak	Terdapat di sepanjang pantai dengan gelombang sedang dari sungai yang terdapat pada daerah antara pegunungan, suatu dataran dengan beberapa daerah bertingkat (dataran bertingkat) dan ngarai dengan lereng curam, terdapat di tepi teras	Akibat muka air tanah menurun dengan tajam, dan perubahan volume atau kedudukan mata air dari potongan tanah, dinding lereng potongan akan runtuh
Endapan kipas	Bila suatu sungai mengalir deras dari daerah pegunungan menuju ke laut atau ke suatu dataran, sedimen atau kerikil yang terbawa dari hulu akan bertimbun membentuk dataran, tanah berbentuk kerucut dengan lereng yang landai. Pada peta topografi, diperlihatkan dengan garis-garis kontur berbentuk lingkaran konsentris, dengan puncak pada pusatnya	Muka air tanah umumnya rendah, tetapi menjadi dangkal pada bagian ujung. Pada bagian ujung, umumnya air tanah dari potongan tanah akan mengering
Pedalaman basah	Biasanya merupakan dataran rendah di belakang bendungan alam (daerah yang dipagari oleh daerah yang lebih tinggi, yang terdapat di sepanjang sungai atau bekas alur sungai yang tingginya beberapa meter dan lebarnya sepuluh sampai ratusan meter, terdiri dari tanah fondasi berpasir), biasanya merupakan sawah atau rawa, biasanya membentuk sub tanah yang jelek dan bila banjir akan membentuk genangan air	Karena sub tanah yang jelek, akan terjadi penurunan pada tanggul, juga stabilitasnya perlu ditinjau kembali
Delta	Terdapat pada bagian muara sungai yang mengalir perlahan ke teluk yang tenang ataupun selat, dan membentuk suatu segitiga. Tinggi tanah pondasi kurang dari lima meter di atas permukaan laut	Lapisan sub tanah yang cukup tebal, sehingga terjadi penurunan tanggul dan stabilitas perlu ditinjau kembali, dan lapisan pendukung untuk pondasi jembatan umumnya cukup dalam. di kota-kota, penurunan tanah pondasi berasal dari air tanah yang dipompa ke permukaan tanah
Kerucut talus	Reruntuk batuan lapuk pada lereng yang curam dan jatuh akibat gaya tarik bumi, menjadi deposit lepas berbentuk kercut setengah lingkaran, biasanya bertumpuk di kaki pegunungan membentuk tebing yang curam	Tanah dan pasir bertumpuk dalam keadaan lepas, dengan keadaan air yang tinggi, potongan tanah pada ujung terendah mengakibatkan longsoran pada dinding lereng
Topografi sesar Topografi patahan	Lapisan tanah di sepanjang retakan akan hancur dan membentuk garis perlemahan, memperlihatkan sifat topografi akibat erosi Memperlihatkan sifat topografi seperti retakan punggung, sambungan retakan di kaki bukit, sambungan tanah tergradasi, adanya lembah berkepanjangan, air terjun dan perubahan tiba-tiba topografi, dan lain-lain	Batuan di sepanjang retakan akan hancur, sebab itu dalam pekerjaan terowongan sering timbul kesulitan akibat adanya mata air atau tekanan tanah yang luar biasa. Lagi pula dinding lereng di bawah tanah yang digali cenderung menjadi longsor

untuk mengetahui pola khas bahan-bahan tersebut.

3.3 Survai

Maksud survai lapangan adalah untuk mengetahui hal-hal yang penting bagi penyelidikan keseluruhan daerah. Survai diperlukan juga untuk mendapatkan gambaran mengenai topografi daerah, corak geologi, tanah dan air tanah beserta kepastian me-

Tabel 3.2 Topografi dan kondisi tanah pondasi.

Klasifikasi topografi	Sifat-sifat topografi	Sifat-sifat teknis tanah pondasi
Endapan kipas	Diperlihatkan dengan garis-garis kontur lingkaran konsentris dengan kemiringan 1:1000 atau lebih, secara keseluruhan menjadi sangat datar, topografi konikal	Sebagian besar tanah pondasi terdiri dari lapisan kerikil, nilai *N* kira-kira 30–50 atau lebih, tak ada persoalan untuk tanah pondasi bangunan
Bendungan alam	Tanah yang sedikit tinggi, dengan tinggi kurang dari beberapa meter, terbagi sepanjang kedua tepian sungai pada dataran alluvial atau saluran sungai yang sudah tua	Terdiri dari deposit pasir atau pasir halus yang dibawa oleh sungai pada saat banjir, nilai *N* sekitar 10–20, tak ada persoalan untuk tanah pondasi tanggul. Sebagai pondasi bangunan dibutuhkan penelitian secara mendetail tergantung pada keadaan lapisan yang dalam
Dataran banjir	Dasar sungai kering yang lebar, yang merupakan daerah pesisir sungai besar yang dengan sedimen dan terdapat pula aliran air yang menyerupai jaringan pada daerah ini	Sebagian besar terdiri dari kerikil, baik untuk tanah pondasi, nilai *N* mencapai 20 atau lebih
Ambang pasir	Lapisan sedimentasi sejajar dengan pantai yang terbentuk dari deposit yang dibawa oleh aliran pesisir akibat erosi pantai atau muara pantai, di mana banyak deposit yang terbawa, umumnya beberapa meter atau berpuluh meter tingginya	Tanah pondasi sebagian besar terdiri dari kerikil, baik untuk tanah pondasi, harga *N* mencapai 15 atau lebih
Undak	Tanah datar yang tinggi, dipisahkan oleh karang curam yang terbentuk dari perubahan erosi atau kemampuan pembawa suatu sungai, yang terjadi akibat naik-turunnya permukaan laut, sama seperti perubahan tempat akibat gelombang mengikis laut	Sebagian besar dataran tinggi terdiri dari deposit alluvium, umumnya terdiri dari lapisan berpasir, tak ada persoalan untuk pondasi tanggul
Pedalaman berawa	Rawa di tanah rendah di mana pengaliran deposit sungai yang terletak di belakang bendungan alam berjalan sangat lambat, akibat keadaan drainasi yang jelek, cenderung menimbulkan genangan yang lama bila terjadi banjir	Tanah pondasi terdiri dari lempung, lanau, pasir halus dan tanah organik, tidak baik untuk tanah pondasi, dalam beberapa hal nilai *N* mencapai 5 atau kurang
Delta	Terdapat pada muara sungai yang mengalir menuju teluk yang tenang atau pintu masuk yang terpisah	Tanah pondasi terutama terdiri dari pasir halus dan lempung, merupakan lapisan yang lunak, tidak baik untuk tanah pondasi dalam beberapa hal nilai *N* berkisar antara 5 atau kurang
Tanah lunak yang terbentuk akibat penyumbatan alam dari suatu sungai	Rawa yang terbentuk akibat adanya penyumbatan pada mulut sungai kecil, disalurkan menurut lembah yang sempit dan panjang, dari sungai di dataran tinggi atau bukit, atau di kaki dari dataran yang luas	Jauh dari lapisan lembek vang sangat dalam, tetapi sangat jelek untuk tanah pondasi. Nilai *N* umumnya mencapai 5 atau kurang, kadang-kadang menunjukkan harga antara 1 sampai 0
Reruntuk laguna	Tanah lembek di belakang ambang pasir yang luas dan sejajar dengan garis pesisir yang lama, sejenis tanah lunak yang terbentuk akibat penyumbatan alam pada sungai	Makin mendakati ambang pasir, makin baik kondisi tanah pondasi. Makin mendekati pegunungan tanpa aliran air masuk, makin jelek kondisi tanahnya
Tanah berbentuk kerucut talus	Tanah berbentuk konus yang diliputi oleh kerikil, bertumpuk di bagian kaki bukit yang curam, akibat batu-batu gunung yang mengalami gangguan cuaca, misalnya oleh perubahan temperatur, atau pembekuan, atau terendam air sehingga permukaan batuan dasar runtuh akibat gaya tarik bumi	Menimbulkan bahaya longsor bagi pondasi tanggul, tak ada persoalan bila aliran dibuka selebar-lebarnya. Juga bahaya longsor pada waktu pekerjaan pemotongan tanah dilakukan, yang memerlukan perhatian sepenuhnya

Klasifikasi topografi	Sifat-sifat topografi	Sifar-sifat teknis tanah fondasi
Daerah longsoran	Pada bagian atas dilingkari oleh karang curam berbentuk tapal kuda akibat longsoran tanah dan bagian bawah tersebar berbentuk lidah	Kurang disukai dalam pembuatan tanggul pada bagian atas daerah longsoran atau menggali ujung daerah longsoran, sebab dapat menimbulkan kelongsoran tambahan
Sesar	Topografi sesar ditandai oleh lembah yang lurus memanjang, lembah yang luar biasa luasnya dibandingkan dengan luas drainasinya, sebagai kelanjutan suatu karang curam yang lurus, kelanjutan punggung bukit, yang susah ditentukan	Pada suatu kerucut talus, yang terbentuk sebagai akibat dari pemotongan permukaan oleh patahan, terbentuk karang pada bagian bawah patahan, atau pada tempat di mana lebar bagian kerikil dari daerah patahan cukup besar, maka kadang-kadang timbul tekanan air tanah pada patahan, akibat penggalian tanah, dalam banyak hal dapat terjadi kelongsoran mendadak

Tabel 3.3 Survai tentang tonjolan tanah.

Survai tentang	Pengamatan dan survai tentang tonjolan tanah
Deposit tidak kompak	Keadaan ketebalan akumulatif, dan derajat kepadatan kerikil, pasir, lempung dan deposit reruntuk
Sifat-sifat batuan	Jenis dan nama batuan (lunak, agak lunak, agak keras, keras dan sangat keras)
Tinjauan perlapisan	Lereng retakan, bagan deposit (lapisan berselang seling) (Bila arah penggalian bertemu dengan retakan, biasanya terjadi kelongsoran)
Kekar dan kekar pada batuan	Untuk retakan yang jelas, rongga di lereng dan sambungan, distribusi adanya lempung, perkolasi dan mata air, dan lain-lain
Pelapukan dan degenerasi	Derajat pelapukan dan penyusutan khususnya granit dekomposit, andesit metamorfis, dan penyusutan solfaris dan lain-lain yang menarik perhatian
Sesar atau zone rekahan	Besar, derajat kepatahan, lebar, karakteristik bahan pengisi, goresan, kemiringan, adanya lempung, perkolasi, dan mata air dan lain-lain yang menarik perhatian
Air tanah	Penelitian letak, temperatur, volume dan tekanan mata air, letak dan distribusi lapisan penahan air, lapisan yang tidak kedap air dan permukaan air tanah, ulasan tentang air minum, air irigasi

ngenai data yang telah ada mengenai daerah itu.

Dalam survai lapangan, di samping peta geologi atau keterangan-keterangan pembangunan, diperlukan juga peralatan seperti palu, clinometer, sekop tangan, kamera, sipat datar tangan (*hand level*), pita ukur, bor ulir, alat pendugaan, buku lapangan dan tempat contoh tanah. Hal-hal yang perlu diobservasi dan disurvai adalah:

1) Letak singkapan-singkapan dan eksplorasi tanah
2) Topografi dan geografi
3) Letak jalan-jalan dan bangunan-bangunan yang ada
4) Kondisi permukaan tanah dan tumbuhan
5) Keadaan air tanah dan letak mata air
6) Keadaan saluran-saluran yang ada

Untuk observasi dan survai singkapan-singkapan atau survai geologi dianjurkan untuk melihat Tabel 3.3 dan Tabel 3.4 yang berisi ringkasan pokok-pokok yang perlu disurvai.

Tabel 3.4 Survai masalah topografi.

Topografi	Survai eksplorasi di lapangan
Dataran tinggi batuan	Karakteristik bahan penutup, tinggi relatif, kekerasan, distribusinya
Dataran tinggi kerakal	Karakteristik bahan penutup, tinggi relatif, sifat air tanah, karakteristik longsoran (pekerjaan menggali tanah pada muka air tanah adalah cukup sulit, dan menjaga talud juga sulit)
Dataran tinggi debu volkanik	Karakteristik deposit, longsoran dan air tanah (pekerjaan menggali tanah pada muka air tanah menjadi sulit dan talud cenderung longsor)
Dataran tinggi lava	Tinggi relatifnya, ketebalannya, kekerasannya
Dataran tinggi pada dasar lembah	Karakteristik deposit, sungai tak ada air tanah
Endapan kipas	Karakteristik deposit, sungai dan air tanah
Delta	Karakteristik deposit, sungai dan air tanah
Pesisir	Jarak gelombang yang memecah dari garis pantai, karakteristik pecahan, arah arus pantai
Dasar sungai	Karakteristik deposit, lingkungan tonjolan tanah dari dasar pondasi
Rawa pasang surut	Lebar pasang, keadaan deposit
Daerah longsoran	Lokasi longsoran keadaan patahan, sifat permukaan longsoran, bagan aktivitas (arah dan besarnya), bagan kerusakan air tanah, bagan penggunaan tanah, distribusi genangan
Tanah terdegradasi	Perkiraan topografi sebelum penyusutan, permukaan lereng asli, arah dan bentuk kemiringan dari permukaan yang mengalami penyusutan
Aliran lumpur	Bentuk, naik/turunnya permukaan tanah, tanaman (pekerjaan tanah sering menyulitkan)
Kerucut talus	Bagan tanaman, karakteristik bahan penyusutan dan air tanah (tanah yang diambil dari lantai besar batu kosong berbentuk runcing akan sangat menyulitkan, cenderung menimbulkan kelongsoran tanah)
Bukit pasir	Bagan tanaman, bentuk bukit pasir dan kecepatan pergerakannya, karakteristik pasir yang tertiup
Rawa	Derajat kebasahan, bagan tanaman dan deposit
Sungai dengan dasar di atas tanah	Tinggi relatif, lebar, karakteristik air yang mengalir di bawah dasar sungai
Titik perubahan gradien	Sudut kemiringan permukaan lereng puncak dengan permukaan lereng bawah, kontinuitas topografi (perkiraan sifat batuan dan patahannya), besarnya rongga pada batu, kontinuitas talud dalam arah longitudinal

Dalam mempelajari data yang telah ada atau hasil survai lapangan, maka dianjurkan untuk mencatat data tersebut pada peta topografi dengan tanda atau lambang dan jika mungkin langsung dibuatkan gambar potongan memanjang dan melintang mengenai geologi dan tanah daerah tersebut. Untuk lebih mempermudah, data yang telah ada itu lebih dahulu disusun dalam suatu daftar.

3.4 Penyelidikan Geofisik Dan Pendugaan Lapisan Bawah

Pada umumnya tanah pondasi itu terdiri dari suatu zone pelapukan yang terbentuk di atas batuan dasar yang segar dan keras. Zone itu dapat berbentuk endapan terras, endapan talus kerucut.

Ada metode-metode yang dapat dipakai untuk menduga struktur geologi. Yang pertama adalah penyelidikan geofisika yakni untuk menyelidiki gejala-gejala geofisika dan yang kedua adalah pengujian pendugaan (*sounding test*) yakni pengujian tahanan penetrasi suatu batang penetrasi (*batang tusuk*) yang ditusukkan ke dalam tanah dari permukaan tanah.

Penyelidikan geofisika terutama adalah berguna untuk mengetahui struktur tanah secara makroskopis dan pendugaan dilakukan untuk mengetahui struktur lapisan lunak atau karakteristik mekanika tanah di dekat permukaan tanah.

Metode-metode yang umum digunakan dalam penyelidikan geofisika adalah penyelidikan seismik dan penyelidikan geolistrik. Kadang-kadang digunakan pencatatan fisik lapisan-lapisan dengan jalan pengeboran.

Penyelidikan seismik bekerja berdasarkan kecepatan gelombang dalam tanah yang berbeda-beda sesuai dengan kepadatan tanah. Penyelidikan geolistrik bekerja berdasarkan harga tahanan spesifik tanah pondasi yang berbeda-beda.

Untuk memperdalam metode penyelidikan geofisika dan penganalisaan data yang diperoleh, dapat dibaca dalam buku-buku yang lain. Mengingat penyelidikan geofisika dan pendugaan mempunyai keterbatasan, maka perlu diingat bahwa penerapan hasil yang diperoleh dari survai mempunyai juga keterbatasan. Akan tetapi metode ini berguna dan ekonomis untuk mendapatkan garis besar mengenai keadaan tanah pondasi sehingga dalam tahap permulaan kita segera dapat memperoleh pengertian yang penuh mengenai kemampuan tanah pondasi itu.

Tabel 3.5 memperlihatkan pemanfaatan penyelidikan geofisika untuk pembangunan jalan.

Seperti telah dikemukakan di atas, pendugaan adalah metode untuk mengetahui penyebaran dan harga relatif kekuatan lapisan tanah berdasarkan tahanan tanah. Tongkat atau batang tahanan disambungkan pada suatu batang atau kawat kemudian ditusukkan ke dalam tanah, sehingga kita dapat mengukur gaya penetrasi (tusukan), gaya rotasi atau gaya tarik. Kecuali untuk beberapa hal tertentu, maka adalah tidak mungkin untuk mengambil contoh tanah dengan alat ini. Akan tetapi mengingat alat ini praktis dan mudah digunakan, maka alat ini sering digunakan untuk penyelidikan lapisan tanah di sekitar permukaan tanah.

Dewasa ini metode-metode pendugaan yang banyak digunakan adalah pengujian penetrasi setandar (*standard penetration test*), pengujian pendugaan Swedia (*Swedish sounding test*), pengujian pipa ganda penetrasi bikonus Belanda (*Dutch double pipe cone penetration test*) dan pengujian penetrasi konus ringan seperti terlihat pada Gbr. 3.1.

Tabel 3.6 dan Tabel 3.7 memperlihatkan karakteristik-karakteristik dari pengujian pendugaan dan klasifikasi tanah pondasi yang dapat diterapkan dengan pengujian ini.

Sesuai dengan tujuan dari survai tanah pondasi seperti yang dikemukakan dalam tabel-tabel ini, maka disarankan untuk memilih metode eksplorasi geologi yang cocok sesudah kita mempelajari kapasitas penetrasi, ketelitian dan mudah-sulitnya menggunakan setiap alat itu.

Bilamana mempergunakan hasil pendugaan, maka harus memperhatikan kedua hal seperti berikut:

1) Bagaimana mengetahui keadaan penyebaran lapisan tanah

Tabel 3.5 Pemanfaatan penyelidikan geofisik.

Struktur jalan raya dan perbedaannya / Jenis survai			Penyelidikan gempa		Penyelidikan elektris		Penyelidikan geofisik				
			Gelombang P	Gelombang S	Mendatar	Vertikal	Kecepatan	PS	Pantulan	Elektrisitas	Kerapatan
Bagian tanah yang diambil	Dianggap tanah dan pasir, batuan lunak, batuan keras		◉	○			◉	◉			
	Dianggap bakat tanah yang digali dan pasir, batuan		◉			○	○				
	Survay sub-dasar pada bagian tanah yang diambil	Batuan									
		Tanah dan pasir	○								
	Pengamatan stabilitas lereng	Padas	◉				○				
		Tanah dan pasir	◉	○		○	○	○		○	○
Bagian penanggulan	Kaki gunung					○					
	Dataran pada bukit										
	Dataran (tanah dasar yang lunak)										
	Survai pondasi pada pondasi bangunan (bangunan, gorong-gorong tembok penahan tanah		◉	○						○	
Lubang pengambilan bahan	Dianggap tanah dan pasir, batuan lunak, batuan keras		◉	○			◉	◉			
	Survai bahan		◉			○	○				

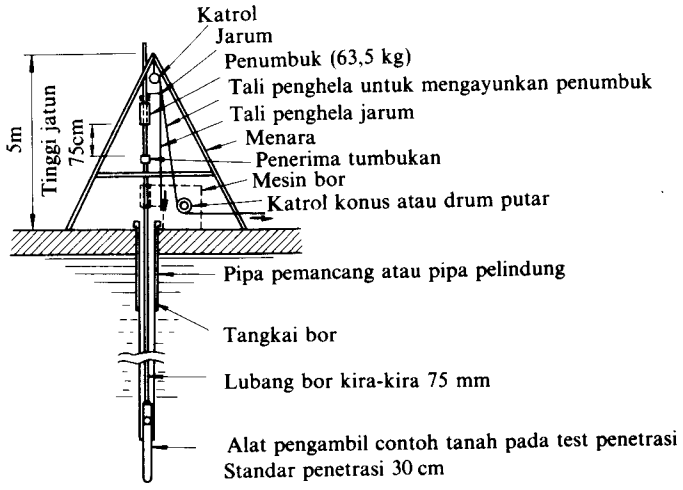
◉ Optimum
○ Memadai

2) Bagaimana mengetahui penyebaran kekuatan relatif lapisan tanah

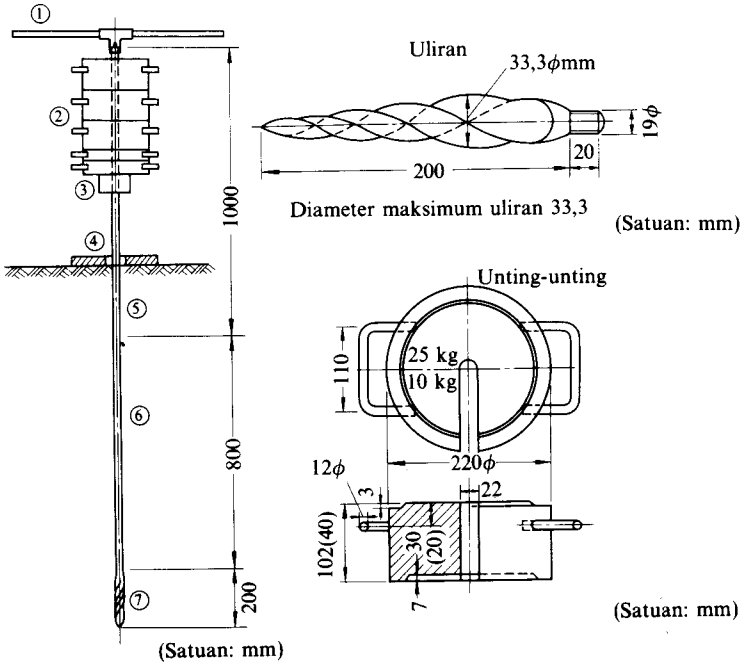
Untuk mengetahui keadaan pengeboran lapisan tanah dengan baik, maka di samping melihat hasil pengujian sering juga dipakai cara dengan meraba batang penetrasi sewaktu pengujian apakah terasa kasar atau kental (*viscous*). Hasil rabaan ini harus dicatat sewaktu pengujian.

Beberapa rumus empiris yang memperkirakan karakteristik kekuatan lapisan tanah dari data pendugaan, telah diusulkan pada masa yang lampau. Pada tahap permulaan, rumus-rumus ini adalah berguna untuk memperkirakan secara kasar kekuatan tanah pondasi pada letak aslinya. Akan tetapi, rumus-rumus empiris ini hanya dapat diterapkan dalam suatu daerah kedalaman tertentu. Jadi bilamana diperlukan harga yang lebih teliti untuk perencanaan pondasi, maka adalah perlu untuk mengambil contoh tanah dan diadakan pengujian di laboratorium.

Pada penerapan rumus empiris untuk memperkirakan kekuatan atau kepadatan



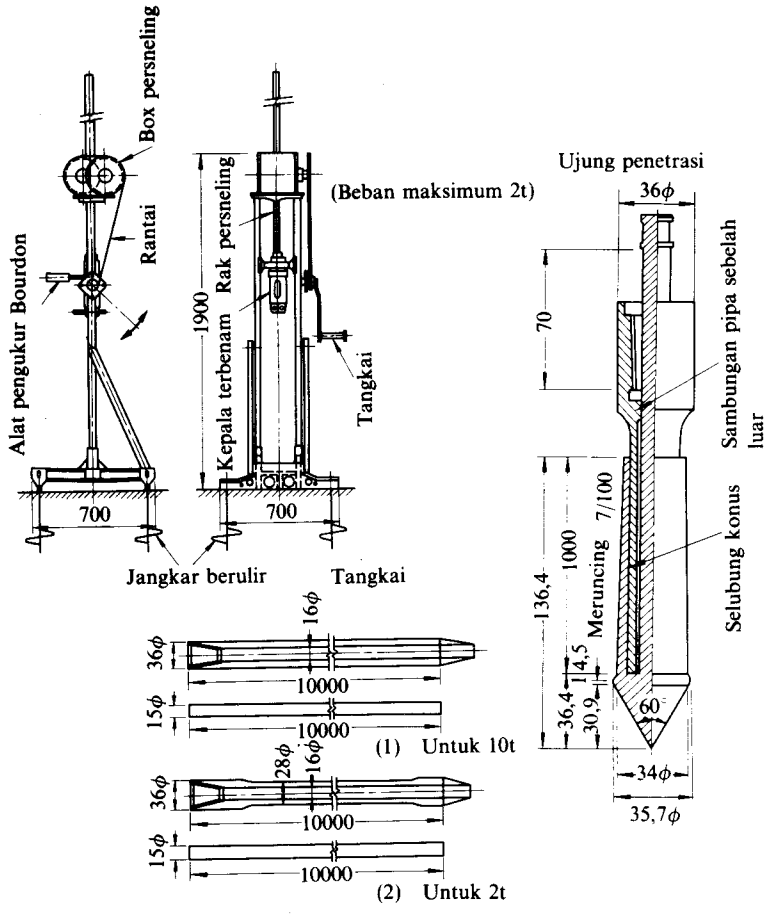
(a) Test standar penetrasi



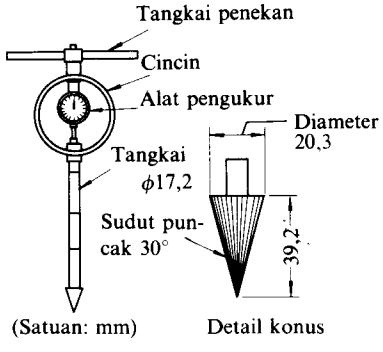
① Tangkai
② Unting-unting (10 kg × 2,25 kg × 3)
③ Klem untuk pembebanan (5 kg)
④ Pelat dasar
⑤ Tangkai (ϕ 19 mm, 1000 mm)
⑥ Tangkai untuk uliran (ϕ 19 mm, 800 mm)
⑦ Uliran

(b) Alat pendugaan buatan Swedia

Gbr. 3.1 Pendugaan untuk pemakaian.



(c) Alat penetrasi "Dutch cone" dengan pipa ganda penetrasi



(d) Alat penetrasi konus portable

Gbr. 3.1 Pendugaan untuk pemakaian.

tanah pondasi, sering digunakan pengujian sebagai berikut:

(*1*) *Pengujian penetrasi setandar:* Harga *N* dari pasir yang diperoleh dari pengujian penetrasi setandar dan hubungan antara kepadatan relatif dengan sudut geser dalam telah didapat oleh Terzaghi-Peck, Meyerhoff, Duham dan Ohsaki yang diperlihatkan

Tabel 3.6 Karakteristik percobaan pendugaan.

Nama	Cara Penetrasi	Jenis penahan	Hubungan tangkai.	Keperluan pemboran	Kontinuitas pengukuran	Pengukuran volume	Hubungan antara nilai yang diukur dengan tekstur tanah	Tanah yang dipakai	Kadalaman effektif. (kedalaman yang memungkinkan)	Karakteristik
Test standar penetrasi	Penetrasi dinamis dengan penumbuk yang beratnya telah distandarisasi	Alat pengambil contoh tanah untuk test standar (tipe belahan tabung, kadang-kadang disebut sebagai alat pengambil contoh tanah Raymond), diameter luar 51 mm diameter dalam 35 mm panjang total 81 mm	Tangkai bor dengan tabung tunggal ϕ 40,5 mm ϕ 42,00 mm	Pemboran untuk mengukur kedalaman perlu dilakukan	Ukuran ruangan bila tidak kontinyu sepanjang 50 cm	Waktu pemukulan yang diperlukan bagi bagian penahan untuk menembus sedalam 30 cm, bila penumbuk seberat 63,5 kg dijatuhkan bebas setinggi 75 cm biasanya dinamakan nilai N	Kepadatan relatif pasir sudut geser dalam pasir daya dukung tanah pondasi berpasir yang diizinkan untuk penurunan konsistensi lempung, kekuatan tekan unconfined atau kohesi lempung, daya dukung lempung yang diizinkan untuk pematahan, daya dukung tanah pondasi yang diizinkan untuk tiang	Semua tanah selain batu besar, namun untuk lempung yang sangat lunak dan gambut, harga N menjadi = nol, umumnya menimbulkan kesulitan dalam menentukan secara jelas, perbedaan relatif kekuatan tanah-tanah tersebut	12–20 m (50 m) dan jika terlalu dalam, nilai koefisien pukulan perlu dikoreksi kembali	Karena bagian penahan adalah alat pengambil contoh tanah, di samping peranan sounding, sounding dapat diamati; juga untuk test pemboran, dipakai berbareng dalam hampir semua hal; dipakai untuk sounding pasir, kerikil, lempung keras sedang
Test penetrasi portabel	Penetrasi statis dengan penumbuk yang beratnya telah distandarisasi	Sudut konus 30° luas penampang inti = 6,45 cm^2	Tabung tunggal (ϕ 16 mm) dan pipa ganda (pipa luar ϕ 22 mm, pipa dalam ϕ 16 mm)	Tidak perlu	Kontinyu	Nilai tahanan untuk luas penampang konus bila penetrasi statis dengan tenaga manusia telah dilakukan (Daya dukung konus q_c dalam kg/cm^2)	Kekuatan tekan unconfined bagi kohesi lempung, dicoba dihubungkan dengan nilai N dari tanah pada umumnya	Lempung sangat lunak, tanah gambut kohesif	5 m (10 m)	Sangat sederhana sehingga pelaksanaan dapat berlangsung sangat cepat, dipakai untuk menaksir kohesi tanah kohesif, untuk menaksir kelancaran pekerjaan tanah
Test sounding swedia	Penetrasi statis bila beban yang telah ditimbang dengan berat standar dan penetrasi bila rotasi oleh tenaga manusia diberikan dalam kondisi beban yang telah ditimbang	Uliran ϕ_{max} = 33 mm	Tabung tunggal ϕ 19 mm	Tidak perlu	Kontinyu	1. Jumlah penurunan akibat penetrasi dengan beban berturut-turut sebesar 5, 15, 50, 75, 100 kg (W_{sw}) 2. Jumlah setengah 1 m dari jumlah perubahan penurunan akibat penetrasi dengan beban 100 kg. (N_{sw})	Kekuatan tekanan unconfined atau kohesi lempung, dicoba untuk dihubungkan/korelasikan	Semua tanah selain batu besar, tetapi untuk kerikil akan terasa kesulitannya	15 m (30 m)	Efektif untuk menetapkan tebal lapisan lempung lunak atau tanah berpasir lepas, efektif untuk survai tambahan di antara titik bor yang diperiksa; penggunaan untuk pasir, kerikil yang kepadatannya melebihi sedang, tanah kohesif yang kekerasannya melebihi sedang menjadi sulit atau tak mungkin
Test penetrasi Dutch konus pipa ganda	Penetrasi statis	Selubung konus, sudut konus 60°, luas penampang konus = 10 cm^2 (kadang-kadang dengan geseran lengan).	Pipa terluar dari pipa rangkap ϕ 36 mm	Tidak perlu	Kontinyu	Daya dukung konus q_c (kg/cm^2) dan geseran lokal keliling f_s (kg/cm^2). (tetapi mencakup pula geseran lengan).	Kohesi lempung sehubungan dengan harga N pada tanah berpasir	Semua tanah, selain batu besar	20 m untuk 2 ton (40 m) 30 m untuk 10 ton (50 m)	Menaksir kohesi tanah kohesif, menaksir daya dukung lapisan pasir, kerikil dasar; penentuan tebal, lunak atau lepasnya lapisan sampai lapisan dasar, perlu memakai jangkar; baik untuk survai tambahan di antara titik bor yang diperiksa; penggunaan untuk pasir padat, kerikil lempung keras, menjadi sulit atau tak mungkin

dalam Tabel 3.8 dan Gbr. 3.2.

Hubungan antara konsistensi, kekuatan pemampatan "*unconfined*" q_u dan harga $-N$ telah dikemukakan oleh Terzaghi-Peck seperti yang terlihat dalam Tabel 3.9, yaitu:

$$q_u = 0{,}12 \sim 0{,}13N \fallingdotseq \frac{N}{8} \text{ (kg/cm}^2\text{)} \tag{3.1}$$

Inoda mengusulkan rumus hubungan antara harga N dan hasil dari pengujian pendugaan Swedia seperti terlihat dalam Gbr. 3.3.

Untuk kerikil, pasir dan tanah berpasir.

$$N = 0{,}02W_{sw} + 0{,}067N_{sw} \tag{3.2}$$

Tabel 3.7 Keadaan tanah pondasi dan pendugaan yang dipergunakan.

Dasar tanah pondasi	Jenis test sounding yang sesuai bila diperlukan oleh contoh tanah	Test sounding yang sesuai untuk kekuatan tanah pondasi			Catatan
		Jenis kemampuan dalam mengukur kedalaman atau kemampuan penetrasi	Jenis pendugaan	Kemampuan geraknya (kesulitan dalam pemasukan, pengeluaran, dsbnya)	
Dasar pondasi yang belum dikenal	Test standard penetrasi		Test standard penetrasi	Perlu memasukkan dan mengeluarkan mesin pembor	Perlu memakai mesin pembor, dan survai kedalaman dan kapasitas penetrasi akan besar, tanpa kesalahan dan paling cocok sebagai cara survai awal untuk tanah pondasi yang belum dikenal
Dasar pondasi galian beton terdiri dari pasir dan kerikil (tanpa pertimbangan harga N)	idem	(1)	Test standard penetrasi	Perlu memasukkan dan mengeluarkan mesin pembor	Bila tanah pondasi mengandung kerikil berdiameter besar, perhitungan nilai N harus dilakukan secara teliti
		(2)	Test penetrasi dengan pipa ganda Dutch cone untuk 10 ton	Pemasukan dan pengeluarannya sulit, perlu memakai jangkar	Penetrasi kontinyu dari pasir yang dipadatkan dan kerikil menjadi sulit dilakukan, bahkan dianggap tak mungkin
		(3)	Test pendugaan Swedia	Perlu memasukkan dan mengeluarkan mesin pembor	Penetrasi kerikil menjadi sulit, penetrasi kontinyu dari pasir dan kerikil padat menjadi sulit dilakukan, bahkan dianggap tak mungkin
Lapisan berseling pasir keras di atas lapisan menengah, lanau tanah pondasi berlempung $4 < N < 30$	idem	(1)	Test standard penetrasi	Perlu memasukkan dan mengeluarkan mesin pembor	Banyak dipakai untuk tanah pondasi
		(2)	Test penetrasi dengan pipa ganda Dutch cone untuk 10 ton	Pemasukan dan pengeluarannya sulit, perlu memakai jangkar	Penetrasi kontinyu pada lanau yang sangat keras, lempung, menjadi sangat sulit, bahkan dianggap tak mungkin
		(3)	Test penetrasi dengan pipa ganda Dutch cone untuk 2 ton	Pemasukan dan pengeluaran sedikit sulit, perlu memakai jangkar	Penetrasi kontinyu pada kerikil dengan nilai $N = 15$ atau lebih, lanau keras, lempung, menjadi sulit bahkan dianggap tak mungkin
		(3)	Test pendugaan Swedia	Pemasukan dan pengeluarannya mudah	Penetrasi kontinyu pada pasir, dengan Nilai $N = 10$ atau lebih, lanau keras, lempung, menjadi sulit atau tidak mungkin

Untuk lempung, tanah kohesif dan lempung bercampur kerikil,

$$N = 0{,}03W_{sw} + 0{,}050N_{sw} \tag{3.3}$$

Tabel 3.7 Keadaan tanah pondasi dan pendugaan yang dipergunakan.

Dasar tanah pondasi	Jenis test sounding yang sesuai bila diperlukan oleh contoh tanah	Test sounding yang sesuai untuk kekuatan tanah pondasi			Catatan
		Jenis kemampuan dalam mengukur kedalaman atau kemampuan penetrasi	Jenis pendugaan	Kemampuan geraknya (kesulitan dalam pemasukan, pengeluaran, dsbnya)	
Tanah pondasi terdiri dari lanau yang dilunakkan-bawah sedang dan tanah pondasi berlempung $N < 4$	idem	(1)	Test penetrasi dengan pipa ganda Dutch cone untuk 2 ton	Pemasukan dan pengeluarannya sedikit sulit, perlu memakai jangkar	Cocok bila kedalaman yang akan disurvai secara kasar lebih besar dari 5 meter; terdapat perbedaan kecil di antara kapasitas penetrasinya; untuk survai distribusi relatif dari kekuatan tanah pondasi, pemakaian test penetrasi dengan pipa ganda Dutch Cone akan lebih memuaskan
		(1)	Test pendugaan Swedia	Pemasukan dan pengeluarannya mudah	
		(2)	Test penetrasi dengan konus portabel	Pemasukan dan pengeluarannya sangat mudah	Dapat dipakai bila kedalaman yang akan disurvai secara kasar lebih kecil dari 5 m
Tanah pondasi terdiri dari lanau yang sangat lunak, lempung, gambut $N < 2$	idem	(1)	Test penetrasi dengan pipa ganda Dutch cone untuk 2 ton	Pemasukan dan pengeluarannya sedikit sulit, perlu memakai jangkar.	Bila kedalaman yang akan disurvai secara kasar lebih besar dari 10 m cara (1) lebih baik, bila kurang dari 10 m, cara (2) juga dapat dipakai; untuk survai distribusi relatif dari kekuatan tanah pondasi, memakai test penetrasi dengan pipa ganda Dutch Cone akan lebih baik, bila menghitung kekuatan tanah pondasi, berat sendiri dan gesekan dinding tabung (untuk tabung tunggal) perlu dikoreksi
		(1)	Test pendugaan Swedia	Pemasukan dan pengeluarannya mudah	
		(2)	Test penetrasi dengan konus portabel (pipa ganda, tabung tunggal)	Pemasukan dan pengeluaran sangat mudah	

(2) *Pengujian penetrasi bikonus Belanda:* Gbr. 3.4 memperlihatkan perbandingan antara harga q_c yang didapat dari pengujian penetrasi bikonus Belanda dengan harga N. Meyerhof dan Begeman mengusulkan persamaan sebagai berikut:

Untuk kerikil (Meyerhof)

$$q_c = 4N \tag{3.4}$$

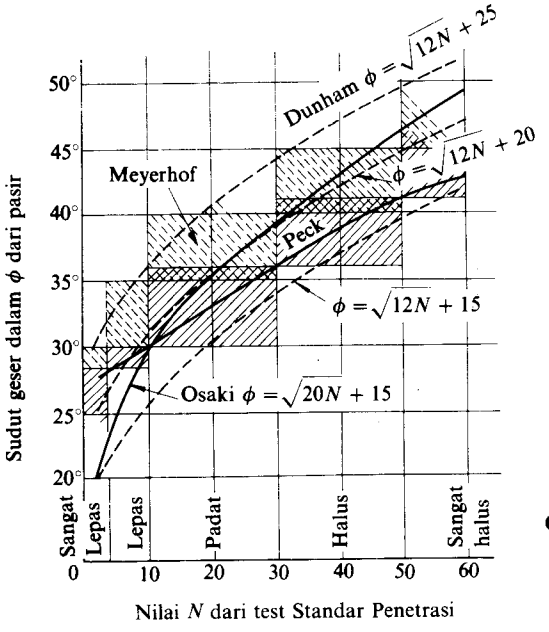
Untuk tanah lempung (Begemann)

$$q_c = 14C_u \tag{3.5}$$

C_u adalah komponen kohesi yang ditetapkan dengan pengujian triaxial tanpa drainasi.

Tabel 3.8 Hubungan antara kepadatan relatif, sudut geser dalam dan nilai N dari pasir (Peck, Meyerhof).

Nilai N	Kepadatan relatif $D_r = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}}$		Sudut geser dalam	
			Menurut Peck	Menurut Mayerhof
0–4	Sangat lepas	0,0–0,2	Kurang dari 28,5	Kurang dari 30.
4–10	Lepas	0,2–0,4	28,5–30	30–35
10–30	Sedang	0,4–0,6	30–36	35–40
30–50	Padat	0,6–0,8	36–41	40–45
Lebih besar 50	Sangat padat	0,8–1,0	Lebih dari 41	Lebih dari 45



Gbr. 3.2 Hubungan antara sudut geser dalam ϕ dan nilai N dari pasir. (Terzaghi, Peck, Meyerhof, Dunham, Osaki)

(3) *Pengujian pendugaan Swedia:* Gbr. 3.3 memperlihatkan hubungan antara W_{sw}, N_{sw} yang didapat dari pengujian pendugaan Swedia dan harga N. Mengenai hubungan antara kekuatan pemadatan "*unconfined*" dari tanah kohesif dengan W_{ws}, N_{sw}, Inoda mengusulkan persamaan berdasarkan hubungan seperti terlihat dalam Gbr. 3.5 yang didapat dari pengujian tanah di Jepang.

Tanah kohesif,

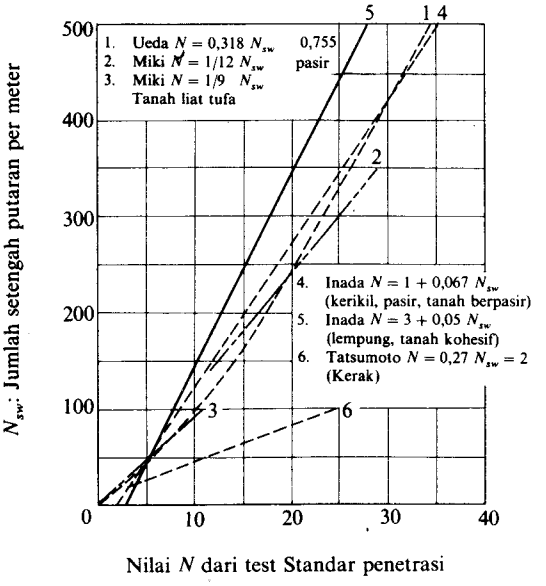
$$q_u = 0{,}0045W_{sw} + 0{,}0075N_{sw} \tag{3.6}$$

(4) *Pengujian penetrasi konus portabel:* Hubungan antara harga q_c yang diperoleh dari pengujian penetrasi konus dan kekuatan pemampatan "*unconfined*" q_u dari beberapa tanah kohesif dapat dilihat dari Gbr. 3.6. Persamaan berikut adalah persamaan praktis.

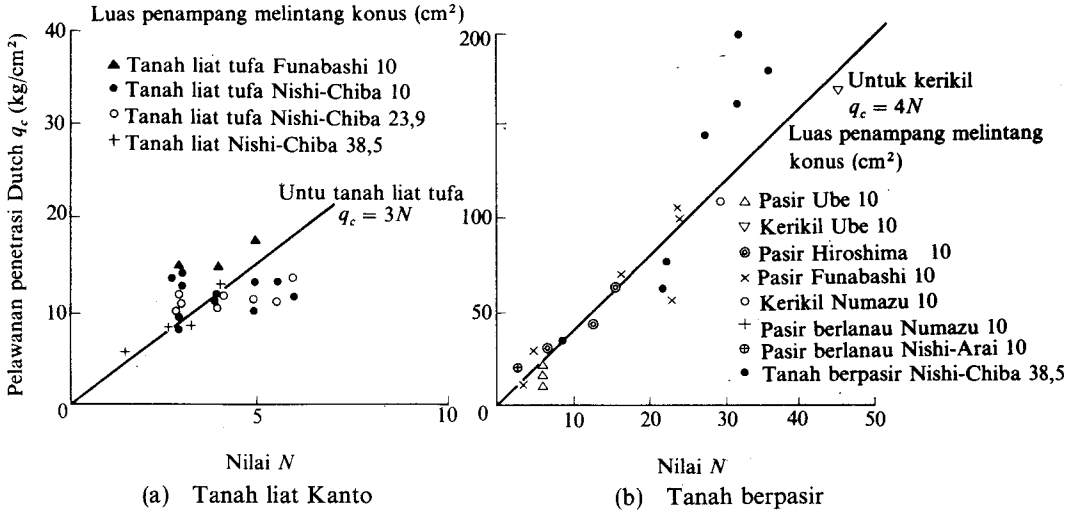
$$q_c = 5q_u = 10c \ (\phi = 0) \tag{3.7}$$

Tabel 3.9 Hubungan antara konsistensi, tegangan geser unconfined dari lempung dan nilai N (Terzaghi).

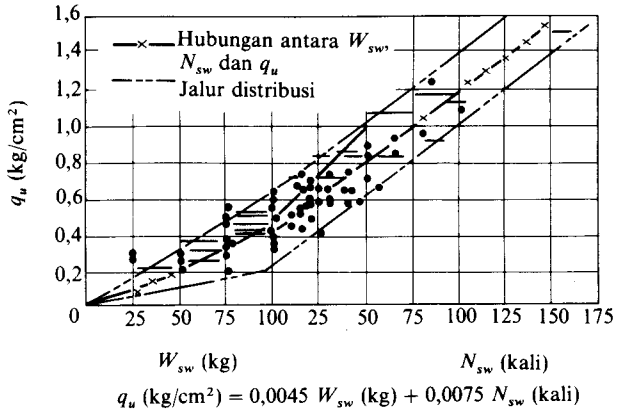
Konsistensi	Sangat lunak	lunak	sedang	keras	sangat keras	padat
N	Kurang dari 2	2–4	4–8	8–15	15–30	lebih dari 30
q_u (kg/cm^2)	Kurang dari 0,25	0,25–0,5	0,5–1,0	1,0–2,0	2,0–4,0	lebih dari 4,0



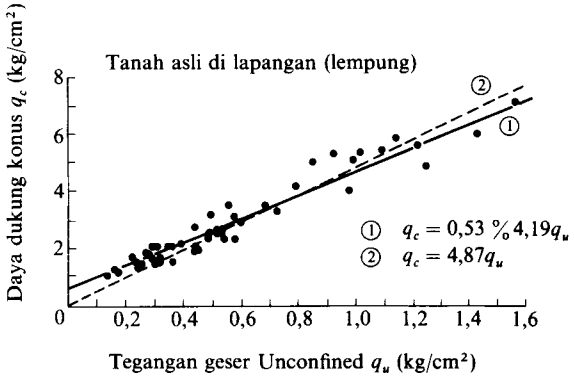
Gbr. 3.3 Hubungan antara nilai N_{sw} dan nilai N.



Gbr. 3.4 Hubungan antara nilai q_c dan nilai N dari konus Belanda (*Dutch Cone*) menurut Miki.



Gbr. 3.5 Hubungan antara W_{sw}, N_{sw} dan q_u (menurut Inada).



Gbr. 3.6 Contoh percobaan untuk memperbandingkan antara nilai q_c dan q_u dengan penetrometer konus yang dapat dipindah-pindahkan (*portable*).

3.5 Pemboran Dan Pengambilan Contoh Tanah

Bilamana sesudah mendapatkan hasil penyelidikan geofisika atau pendugaan masih dirasa perlu pengetahuan yang lebih teliti, maka eksplorasi tanah itu harus dilengkapi dengan pengambilan contoh tanah dari lapisan bawah. Indikator yang berhubungan dengan karakteristik mekanik tanah pondasi harus dicari dengan pengujian-pengujian yang sesuai pada letak asli tanah itu.

Untuk maksud ini, biasanya dibuatkan suatu lubang bor ke dalam tanah pondasi dan kemudian dilakukan berbagai pengujian.

Pemboran beserta pengambilan contoh, eksplorasi tanah atau pengujian pada letak asli dapat memberikan informasi yang lebih teliti dan terpercaya mengenai karakteristik-karakteristik fisik dan mekanis tanah pondasi dari pada cara-cara yang lain. Akan tetapi metode ini hanya memberikan informasi dalam arah vertikal pada titik pemboran,

sehingga untuk memperkirakan luas atau penyebaran karaketeristik tanah dalam arah mendatar, diperlukan suatu rencana survai yang menggabungkan pengujian pemboran dengan metode survai yang lain seperti penyelidikan geofisika atau pendugaan.

Bilamana dibutuhkan contoh tanah yang banyak atau dibutuhkan penyelidikan yang kontinu dan teliti dari lapisan tanah, maka adalah lebih baik diadakan penggalian sumur uji atau parit uji. Alat-alat bor yang sering digunakan untuk eksplorasi tanah adalah,

1) Alat bor tangan (*hand auger boring*)
2) Alat bor rotasi tangan (*hand feed rotary drilling*)
3) Alat bor rotasi hidrolik (*hydraulic feed rotary drilling*)

Gbr. 3.7 memperlihatkan sketsa alat-alat tersebut. Pemilihan alat untuk pemboran harus disesuaikan dengan tujuan pemboran, fungsinya dan jenis tanah yang bersangkutan. Untuk maksud itu, maka disarankan melihat Tabel 3.10.

Pada pengambilan contoh tanah atau pengujian pada tempat aslinya, diperlukan terutama dinding lobang bor yang bersih dan berbentuk baik. Tabel 3.11 mencantumkan ringkasan pertimbangan-pertimbangan yang perlu diperhatikan dalam pemboran untuk pengambilan contoh tanah atau pengujian pada tempat aslinya beserta diameter lobang bor.

Pengambilan contoh tanah dibagi dalam pengambilan contoh tanah tidak terganggu (*undisturbed sampling*) dan pengambilan contoh tanah terganggu (*disturbed sampling*). Contoh tanah tidak terganggu diperlukan untuk penentuan berat isi (*unit weight*) atau untuk pengujian untuk mendapatkan karakteristik mekanik seperti kekuatan atau penurunan. Untuk keperluan pengujian tanah yang sederhana seperti pengamatan contoh tanah, klasifikasi tanah, pengujian pemadatan untuk bahan timbunan dapat juga digunakan contoh tanah terganggu. Akan tetapi kondisi pengujian harus sama dengan kondisi pada tempat asli tanah tersebut, terutama mengenai kadar air asli tanah itu.

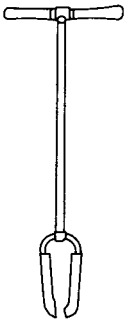
Metode pengambilan contoh tanah dapat dibagi dalam 4 metode.

1) Metode pembuatan lubang dengan pemboran sampai kedalaman tertentu dilakukan pengambilan contoh dengan alat yang sesuai (contoh tidak terganggu dan contoh terganggu)
2) Metode pengambilan contoh yang langsung (contoh tidak terganggu dan contoh terganggu)
3) Metode pengambilan contoh dengan mesin bor (contoh terganggu)
4) Metode pengambilan contoh dengan tenaga manusia dari sumur-uji atau parit uji (contoh tidak terganggu dan contoh terganggu)

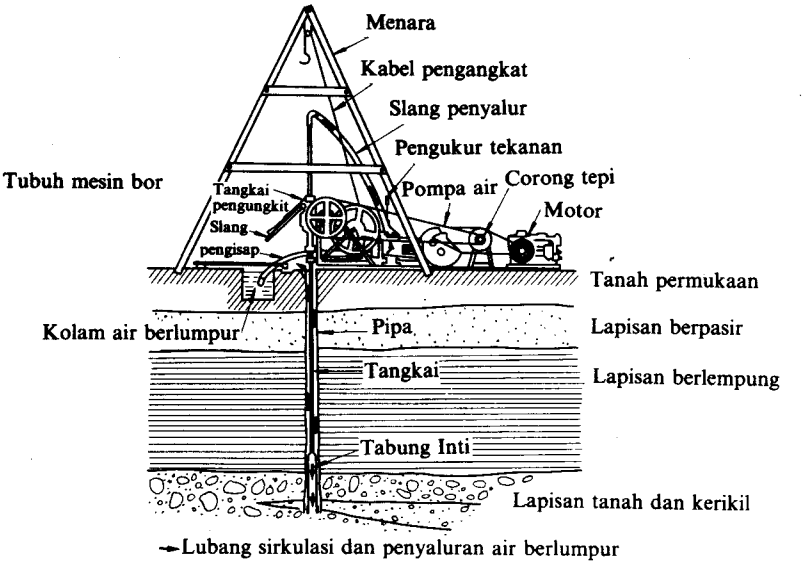
Tabel 3.12 memperlihatkan detail pengambilan contoh metode-metode 1)–3) beserta ringkasan yang disesuaikan dengan tujuan pengambilan contoh. Tabel 3.12 juga dapat dijadikan petunjuk mengenai metode yang dapat digunakan yang sesuai dengan kondisi tanah yang dihadapi.

Contoh tanah yang telah diambil harus diberi tanggal dan dalamnya pengambilan dengan tulisan yang jelas. Kadar air contoh tanah harus dijaga supaya tidak berubah sampai diadakan pengujian. Khusus bagi contoh tidak terganggu, harus dijaga supaya tidak mengalami benturan dan perubahan suhu. Pengujian contoh tanah sedapat mungkin dilakukan sesudah contoh diambil, karena bilamana disimpan agak lama, maka tekstur tanah dapat berubah oleh pengaruh perubahan suhu, perubahan kimia atau perubahan kadar air.

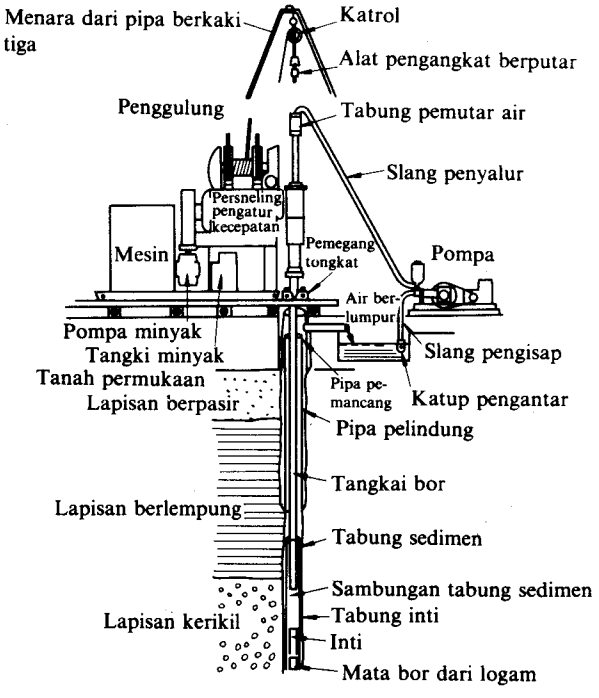
Untuk menentukan banyaknya contoh tanah yang diperlukan dalam pengujian, maka disarankan untuk melihat Tabel 3.13.



(a) Bor tangan



(b) Alat bor tipe rotasi



(c) Alat bor tipe hidrolis

Gbr. 3.7 Mesin bor.

Tabel 3.10 Kemampuan mesin bor.

Tekstur Tanah	Perbedaan	Obyek pemboran	Mesin bor yang cocok	Mata bor	Tabung inti	Pemakaian cairan pelumas	Catatan
Tanah	Pemboran dangkal	—Persiapan lubang ledakan akibat gempa yang diperkirakan terjadi —Survey pada jalan keluar, lubang pengambilan bahan —Pengambilan contoh tanah terganggu pada kedalaman yang dangkal —Penentuan permukaan air tanah pada kedalaman dangkal (antara 5–10 m) —Survey sub dasar dan tanggul sisi jalan yang telah ada —Pemboran tanah berpasir di atas permukaan air tanah dan di bawah pemadatan yang sedang (antara 5 m) —Pemboran tanah kohesif sampai tanah kohesif dengan konsistensi sedang (antara 5–10 m)	Bor Tangan	—	—	—	Pengambilan contoh tanah "tidak terganggu" (undisturbed) dengan alat pengambil contoh tanah ataupun pemeriksaan kedudukan asli dapat dilakukan dengan memakai lubang ini
	Pemboran umum	—Penentuan permukaan air tanah dengan perbandingan pada kedudukan yang dalam (5–10 m lebih) —Pengambilan contoh tanah di atas permukan air tanah dalam keadaan kadar air asli	Tipe yang menggunakan tangan (tipe putaran hidrolis)	Logam Tunggal	Tunggal	Tidak dipakai	Sama seperti di atas
		—Pemboran untuk pengambilan contoh tanah dengan alat pengambil contoh tanah dan untuk percobaan di lokasi asli	Tipe yang menggunakan tangan (tipe putaran hidrolis)	Logam	Tunggal	Dipakai air berlumpur	
		—Pemboran inti			Ganda atau Tunggal	Dipakai air berlumpur*) atau kadang-kadang tidak dipakai sama sekali	*) Bila dipakai tabung inti tunggal, air berlumpur tidak dipergunakan
		—Pemboran lapisan batu besar —Pemboran dengan diameter yang besar seperti test pemompaan sumur*1) (Pumping test well)	Tipe putaran hidrolis	Logam	Tunggal	Dipakai air berlumpur*2) atau tidak sama sekali	*1) Lebih baik lagi bila memiliki daya kuda yang besar *2) Pada lapisan yang dimaksudkan untuk Pumping Test (test pemompaan) sebaiknya dihindarkan pemakaian air berlumpur
Batuan	Batuan lapuk, Batuan lunak	—Pemboran inti	Tipe putaran hidrolis atau dengan tangan	Logam	Ganda	Dipakai air berlumpur	
	Batuan dengan kekerasan sedang		Tipe yang menggunakan tangan atau tipe putaran hidrolis	Logam*2) atau intan*1)	Tunggal*3) atau Ganda	Air berlumpur*4) atau kadang-kadang dipergunakan air	*3) Bila dipakai mata bor intan, pergunakan tipe hidrolis *2) Untuk batuan yang banyak retakannya, logam lebih baik *3) Untuk batuan halus tanpa retakan, memakai tipe tunggalpun tidak ada persoalan *4) Bila dipakai mata bor intan, air adalah lebih baik
	Batuan Keras	—Pemboran inti	Tipe putaran hidrolis	Intan	Tunggal atau Ganda	Dipergunakan air	Untuk batuan halus tanpa retakan, memakai tabung inti tunggalpun, tidak ada persoalan

3.6 Pengujian Tanah

Bagian ini akan mengemukakan bagaimana menggunakan hasil pengujian contoh tanah yang dilakukan dalam laboratorium dan mengenai hal-hal yang harus dipertimbangkan. Hal-hal khusus yang berhubungan dengan prosedur pengujian tanah dapat dibaca dalam buku teknik mengenai pengujian tanah. Uraian berikut hanya terbatas pada garis-garis besar saja.

3.6.1 Pengujian untuk Klasifikasi Tanah

Tujuan utama dari pengujian untuk klasifikasi tanah adalah untuk mencari karakteristik-karakteristik fisik tanah, membedakan dan mengklasifikasi tanah-tanah itu untuk mendapatkan pengertian menyeluruh mengenai karakteristik-karakteristik yang bersangkutan dengan tanah.

Tabel 3.11 Hal-hal yang perlu diperhatikan dalam pengambilan contoh tanah, pengujian di lokasi asli.

	Nama alat pengambil contoh tanah atau pengujian	Ukuran lubang (mm)	Hal-hal yang perlu diperhatikan
Pengambilan contoh tanah	Pengambilan contoh tanah berdinding tipis jenis torak tetap	86	Bila pengambilan contoh tanah dilakukan pada tempat di mana dilakukan berbagai pengujian pada lokasi asli, maka penggalian dilakukan 30 cm lebih dalam dari titik terdahulu dari pengujian, agar timbulnya turbulensi di sekitar dasar lubang akibat percobaan ini dapat dicegah Lebih jauh, lumpur dapat disingkirkan sama sekali
	Pengambilan contoh tanah Denison	116	
Pengujian di lokasi asli.	Pengujian vane	65	—idem—
	Test standard penetrasi	65	Lumpur dapat disingkirkan, yang dilakukan setelah atau tepat setelah pengambilan contoh tanah
	Pengujian permeabilitas di lapangan	65	Ada halnya dipakai dasar lubang, atau keliling lubang tersebut yang dipergunakan
	Pengukuran tinggi muka air tanah	65	Dalam setiap hal tersebut, dihindarkan pemakaian air berlempung, setelah dipakai perlu dicuci dengan air bersih
	Alat log listrik	*	Menahan dinding lubang dan mengontrol air lumpur
	Nilai reaksi K	*	

*Tergantung pada jenis alat percobaan

Pengujian-pengujian yang dilakukan untuk klasifikasi tanah adalah pengujian berat jenis butir, kadar air, analisa mekanik dan konsistensi.

Sesuai dengan tanda-tanda yang terlihat dalam Gbr. 3.8, maka berat jenis butir dan kadar air adalah sebagai berikut:

Berat jenis butir tanah

$$G_s = \frac{W_s}{V_s \cdot \gamma_w} \tag{3.8}$$

Berat jenis untuk partikel tanah

$$w = \frac{W_w}{W_s} \times 100\ (\%) \tag{3.9}$$

Berat jenis butir tanah digunakan untuk menghitung angka pori (*void ratio*), derajat kejenuhan (*degree of saturation*) dan berat isi kering (*dry density*) dan sebagainya.

$$\text{Angka pori: } e = \frac{\overline{V}_v}{\overline{V}_s} = \frac{G_s \cdot \gamma_w}{\gamma_d} - 1 \tag{3.10}$$

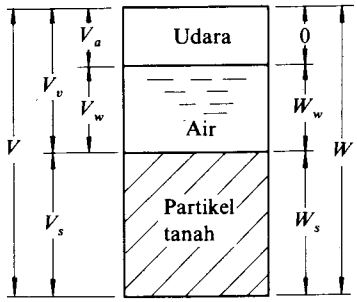
$$\text{Derajat kejenuhan: } S_r = \frac{V_w}{\overline{V}_v} \times 100 = \frac{G_s \cdot w}{e}(\%) \tag{3.11}$$

$$\text{Berat isi kering: } \gamma_d = \frac{\overline{W}_s}{\overline{V}} = \frac{\gamma_w}{\frac{1}{G_s} + \frac{w}{S_r}}\ (\text{g/m}^3) \tag{3.12}$$

Sesuai dengan analisa mekanik, maka tanah dapat dibagi dalam kerikil dengan diameter butir antara 75–2,0 mm, pasir dengan diameter butir antara 2,0 mm–74 μ,

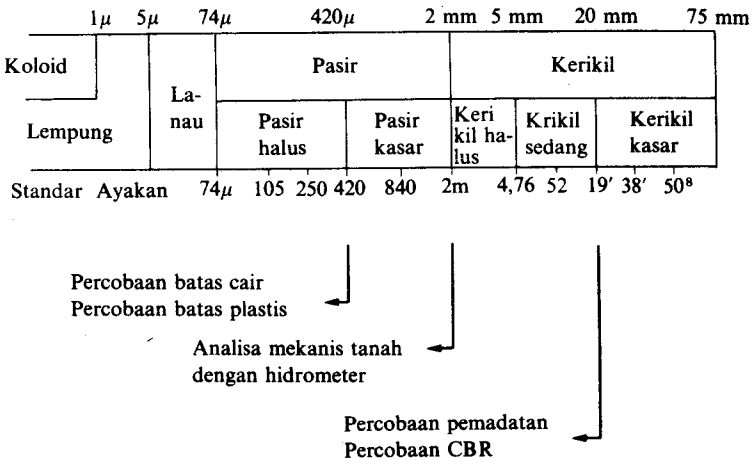
Tabel 3.12 Cara pengambilan contoh tanah.

	Hambatan dalam pengambilan contoh tanah	Kondisi Pengambilan contoh tanah	Contoh tanah terganggu sebagian kontinyu	Kondisi tanah	Cara pengambilan	Catatan
(1)	(a) Pemeriksaan stabilitas dan penurunan tanggul, gorong-gorong pada tanah lembek (b) Pengamatan sifat-sifat di atas sementara pekerjaan dilaksanakan (c) Pengamatan daya dukung basis, stabilitas, penurunan dinding penahan tanah (d) Pemeriksaan bahan pendukung tanggul (e) Survey penyebab timbulnya keruntuhan pada tanah pondasi	Contoh tanah tidak terganggu		Sangat lunak-lunak. (Lebih kecil dari harga $N=4$)	Dengan pengambil contoh tanah berdinding tipis jenis torak tetap	Cara pengambilan standar untuk contoh tanah tidak terganggu bagi tanah kohesif lunak
(2)	Hambatan sama seperti (1), dan bila diperlukan perincian data yang lebih mendetail.	Contoh tanah tidak terganggu kontinyu	Tanah kohesif	—idem—	Dengan pengambil contoh tanah berlapis	
(3)	Tetapi bila tanah begitu keras sehingga pengambilan contoh tanah tak mungkin dilakukan dengan cara (1) walaupun hambatannya hampir sama seperti pada kasus (1)	Contoh tanah tidak terganggu		Sedang-keras. Harga N antara 5 sampai 15	Dengan pengambil contoh tanah Denison	Bila kerikil dan padas terdapat pada tanah, pengambilan contoh tanah tidak terganggu menjadi sulit dipertahankan mutunya
(4)	Pengamatan dinding lereng dari tanah galian	Sebagian kontinyu		Sangat keras terkonsolidasi (lebih besar dari harga $N=16$)	Pemboran Inti dengan memakai tabung inti ganda	Tanpa pelaksanaan yang baik, dapat terjadi kerusakan pada contoh tanah
(5)	Pengamatan dinding lereng dari tanah galian	Contoh tanah tidak terganggu	Tanah berpasir	Setengah terkonsolidasi atau tanah berpasir terkonsolidasi	Dengan pengambil contoh tanah Denison sehingga dapat dipakai untuk setiap jenis tanah	Diperlukan pelaksana yang berpengalaman dalam pelaksanaannya
(6)	(a) Penelitian tekstur tanah di lapangan (b) Pengambilan contoh tanah untuk pemeriksaan tekstur tanah yang dipakai untuk penentuan dan penggolongan	Contoh tanah terganggu	Tanah kohesif dan tanah berpasir	Selain kerikil bercampur dengan kerikil besar dan batu besar	Dengan pengambil contoh tanah dari percobaan Standard Penetrasi	Pada tanah berpasir lepas di bawah muka air tanah atau tanah kohesif yang sangat lunak, contoh tanah sering terjatuh bila diangkat dengan pengambil contoh tanah. Pada tanah yang bercampur kerikil besar, pengambilan contoh tanah menjadi sulit
(7)	(a) Bila tanah bercampur dengan kerikil besar, dan pengambilannya takkan mungkin berdasarkan cara (6) (b) Bila diperlukan penegasan tentang batasan lapisan tanah	Contoh tanah sebagian terganggu kontinyu		Tanah selain yang telah disebutkan dalam kolom di atas	Pemboran Inti dengan parit tidak berair, dengan menggunakan tabung tunggal	
(8)	(a) Penelitian tekstur tanah pada kedudukan yang dangkal di lapangan (b) Tekstur tanah pendukung tanggul (c) Pengambilan contoh tanah untuk pemeriksaan tekstur tanah yang dipakai untuk penelitian, penentuan dan penggolongan seperti yang disebutkan di atas	Contoh tanah terganggu		Tanah kohesif lunak, tanah berpasir lepas di atas muka tanah	Dengan bor tangan Dengan beberapa bor tangan berdiameter antara	Bagi tanah yang dipakai, kedudukan muka air tanah sekarang dan dalamnya pemboran yang dipakai, lihat Tabel (3.10)
(9)	Pengambilan contoh tanah untuk pemeriksaan pemadatan tanah pada kedudukan yang dangkal seperti pada lubang pengambilan bahan dan untuk pemeriksaan CBR				1 m^2 sampai 1,5 m^2	
(10)	Penegasan jenis lapisan dari tanah organis dan pengambilan contoh tanah untuk penggolongan dan pemeriksaan tanah	Contoh tanah terganggu	Tanah organis	Terutama gambut dan lain-lain	Dengan alat pengambil contoh tanah gambut	Bila sekeliling lubang mulai menyempit, diperlebar dengan bor
(11)	Penegasan tentang padas pada bagian tanah galian	Contoh tanah terganggu atau tidak terganggu	Padas lunak, padas lapuk		Pemboran inti dengan memakai tabung inti ganda	Tanpa pelaksanaan yang cermat dengan pelaksana yang berpengalaman, pemulihan inti berkurang, bila padas tidak memiliki retakan, memungkinkan pengambilan contoh tanah tidak terganggu pada bagian ini



V: Volume total tanah
V_s: Volume partikel tanah
V_v: Volume pori
V_w: Volume air pori
V_a: Volume udara
W: Berat total tanah
W_s: Berat partikel tanah
W_w: Berat air pori
γ_w: Berat Isi air

Gbr. 3.8 Tiga unsur penyusun tanah.



Gbr. 3.9 Penggolongan ukuran butir tanah.

lanau dengan diameter butir antara 74–5 μ dan lempung dengan diameter butir 5 μ ke bawah. Kerikil dan pasir disebut butir kasar dan lempung beserta lanau disebut butir halus.

Diameter butir yang memotong kurva akumulasi ukuran butir (*grain size accumulation curve*) pada 60%, 30% dan 10% dinyatakan berturut-turut dengan D_{60}, D_{30} dan D_{10}. Notasi-notasi ini digunakan penentuan koefisien keseragaman (*Uniformity coeficient*) dan koefisien lengkung (*curvature coefficient*).

$$\text{Koefisien derajat keseragaman: } U_c = \frac{D_{60}}{D_{10}} \tag{3.13}$$

$$\text{Koefisien lengkung: } U_c' = \frac{(D_{30})^2}{(D_{10} \times D_{60})} \tag{3.14}$$

Makin besar harga koefisien keseragaman berarti makin lebar penyebaran gradasi. Umumnya tanah dengan $U_c < 4$ atau 5 mempunyai penyebaran gradasi yang baik dan untuk $U_c > 10$ adalah penyebaran gradasi yang buruk.

Koeffisien lengkung menunjukkan penyebaran gradasi secara kwantitatif bilamana penyebaran itu dinyatakan tahap demi tahap. Tanah dengan $U_c' = 1 \sim 3$ dikatakan mempunyai penyebaran gradasi yang baik.

Konsistensi tanah menunjukkan derajat kesulitan deformasi tanah yang dipengaruhi oleh kadar air. Bilamana kadar air uturn, maka tanah akan berubah dari kondisi cair (*liquid*) ke plastis, dari plastis ke semipadat dan dari semipadat ke padat. Kadar air pada batas setiap kondisi disebut berturut-turut batas cair (*liquid limit*), batas plastis (*plastic limit*) dan batas susut (*shrinkage limit*). Selanjutnya selisih antara batas cair dan batas plastis disebut indeks plastisitas (*plasticity index*) yang digunakan untuk menunjukkan derajat plastisitas (*degree of plasticity*).

3.6.2 Pengujian Pemadatan

Hubungan antara kadar air dan kepadatan kering tanah dapat diperoleh dengan metode pemadatan tumbuk dalam sebuah mangkok.

Ada dua metode yang digunakan sesuai dengan tujuan pengujian yaitu pertama

Tabel 3.13 Volume contoh tanah yang diperlukan untuk pemeriksaan tanah.

Macam contoh tanah	Pemeriksaan		Volume contoh tanah yang diperlukan	
			Berat	Ukuran kasar
Contoh pada test Standar Penetrasi	Tanah Pasir	Kadar air dalam persentase berat kering Berat isi unsur tanah Pembagian ukuran butir (termasuk analisr sedimen)	150 gr 100 gr } 250 gr	Untuk panjang tanah yang diambil dengan alat pengambil tanah kira-kira 20–25 cm
	Tanah Kohesif	Kadar air dalam persentase berat kering Berat isi unsur tanah Pembagian ukuran butir (Termasuk analisa sedimen) Batas cair-batas plastis	150 gr 100 gr 200 gr } 450 gr	Untuk panjang tanah yang diambil dengan alat pengambil tanah kira-kira 30–35 cm
	Kerikil (diameter maksimum kurang dari 9,5 mm)	Kadar air dalam persentase berat kering Pembagian ukuran butir (hanya analisa tapis).	200 gr 250 gr } 450 gr	Untuk panjang tanah yang diambil dengan alat pengambil tanah kira-kira 25–35 cm
Contoh yang diambil dengan alat pengambil tanah berdinding tipis jenis torak tetap	Tekanan unconfined dan tekanan triaxial (per contoh). Contoh ϕ 35 mm, ϕ 50 mm		—	Dengan mempertimbangkan pemotongan sisi kira-kira 9 cm kira-kira 12 cm
	Konsolidasi (per contoh) Contoh ϕ 60 × 20 mm		—	Dengan mempertimbangkan pemotongan sisi kira-kira 5 cm
	Geser langsung (per contoh) Contoh ϕ 60 × 20 mm		—	Dengan mempertimbangkan pemotongan sisi kira-kira 4 cm
	Berat isi		Karena contoh untuk tekanan unconfined ataupun tekanan triaxial atau contoh sebelumnya dapat dipakai, maka panjang bagian ini tidak perlu dipedulikan. Bila hal ini dipertimbangkan, panjangnya kira-kira 5–10 cm	
	Berat isi unsur tanah Pembagian ukuran butir Batas cair-Batas Plastis		Bahan kelebihan yang terpotong ketika contoh untuk test di atas dilakukan, dapat dimanfaatkan	
Contoh untuk test pemadatan tanah	Bila didasarkan pada cara pengulangan dalam proses kering Dipakai tabung ϕ 10 cm Dipakai tabung ϕ 15 cm		3–6,5 kg 6,5–10 kg	Bila kerikil dengan ϕ lebih dari 38 mm sebanyak setengah karung goni ikut tercampur, maka ekivalensi isi ini akan bertambah secara sebanding
	Bila didasarkan pada cara pengulangan dalam proses kering Dipakai tabung ϕ 10 cm Dipakai tabung ϕ 15 cm		20 kg 40 kg	Bila kerikil dengan ϕ lebih dari 38 mm sebanyak setengah karung goni ikut tercampur, maka ekivalensi isi ini akan bertambah secara sebanding
	Bila didasarkan pada cara tidak berulang dalam proses tidak kering Dipakai tabung ϕ 10 cm Dipakai tabung ϕ 15 cm		20 kg 40 kg	Bila kerikil dengan ϕ lebih dari 38 mm sebanyak setengah karung goni ikut tercampur, maka ekivalensi isi ini akan bertambah secara sebanding
Contoh untuk test CBR bagi tanah terganggu	Per contoh		5–10 kg	Bila berdasarkan cara JIS A 1211 besarnya 19,1 dan 38,1 mm dan kerikil dengan diameter yang lebih besar dari standard di atas dengan isi seperempat atau setengah karung goni, maka ekivalensi isi ini akan bertambah secara sebanding. Bila perencanaan CBR pada peraturan perkerasan aspal telah dibuat, isi kerikil dengan ϕ lebih dari 40 mm akan bertambah secara sebanding

Tabel 3.14 Cara menyiapkan contoh tanah untuk percobaan pemadatan dan obyek pemakaiannya.

Nama yang diberikan	Cara	Pemakaian
Cara a	Kombinasi cara pengulangan dan proses kering	· Dianggap mampu sebagai bahan pengisi · Untuk mendapatkan nilai standar guna pengawasan pekerjaan pemadatan
Cara b	Kombinasi proses kering tanpa cara pengulangan	· Persiapan contoh tanah untuk percobaan CBR, percobaan permeabilitas · Test penumbukan tanah yang partikel-partikelnya mudah hancur atau sulit bercampur dengan air
Cara c	Kombinasi proses tidak kering dengan cara tanpa pengulangan	· Test penumbukan tanah yang mempunyai kadar air asli yang tinggi seperti tanah kohesif dari abu vulkanis dan sangat mudah terpengaruh oleh pengeringan

penumbuk seberat 2,5 kg yang dijatuhkan bebas dari ketinggian 30 cm dan yang kedua penumbuk seberat 4,50 kg yang dijatuhkan bebas dari ketinggian 45 cm.

Demikian pula ada dua metode yang digunakan dalam mempersiapkan tanah untuk pengujian ini, yaitu metode pengeringan dengan proses pengeringan dan metode tanpa pengeringan. Penggunaan metode tergantung dari penggunaan yang berulang atau tidak berulang dari contoh tanah itu dengan mengubah-ubah kadar airnya.

Tabel 3.14 mencantumkan ringkasan metode-metode untuk mempersiapkan contoh tujuan-tujuan yang memerlukan hasil pengujian.

3.6.3 Pengujian karakteristik kekuatan

Tujuan dari pengujian ini adalah untuk menentukan kekuatan geser tanah pada keadaan batas ketika terjadi keruntuhan tanah yang disebabkan oleh tegangan geser. Pada waktu yang bersamaan, pengujian itu sekaligus menentukan perubahan voluma atau deformasi sewaktu terjadi keruntuhan. Untuk pengujian ini biasanya digunakan pengujian pemampatan "unconfined" (*unconfined compression test*), pengujian pemampatan "unconfined" (*unconfined compression test*), pengujian pemampatan triaxial (*triaxial compression test*), pengujian geser tunggal (*single shear test*) dan lain-lain.

Seperti telah dikemukakan dalam Bab 1, karakteristik geser dari tanah bergantung pada jenis, kerapatan, kadar air tanah itu dan juga pada tekanan effektif atau kondisi drainasi sewaktu diadakan pengujian.

Untuk pengujian dengan contoh tidak terganggu, maka perlu dipilih contoh yang tidak terganggu sewaktu pengambilan atau oleh getaran selama pengangkutan. Ada kemungkinan bahwa oleh perubahan tekanan atau suhu sewaktu contoh itu ditarik ke permukaan tanah, gas yang larut dalam contoh keluar sehingga tanah akan menunjukkan karakteristik yang berbeda dengan karakteristik di dalam tanah. Jadi bilamana memeriksa hasil pengujian, maka kita harus memperhatikan hal-hal yang dikemukakan di atas.

Bilamana contoh tanah terganggu yang digunakan untuk mencari karakteristik kekuatan bahan timbunan, maka harus disediakan spesimen dan diadakan pengujian dengan kondisi kadar air dan kerapatan yang sama dengan pekerjaan yang direncanakan. Hal ini harus perlu diperhatikan terutama untuk tanah tidak jenuh, karena kekuatan tanah tidak jenuh tergantung dari kadar airnya.

Pengujian pemampatan "unconfined" adalah pengujian kekuatan geser pada tanah kohesif yang jenuh. Pengujian ini adalah sederhana sehingga cocok untuk pengujian contoh yang banyak.

Demikian pula pengujian geser tunggal adalah sederhana dan banyak sekali diterapkan.

Mengingat pengujian pemampatan "unconfined" dan geser tunggal pada dasarnya tidak dapat mengontrol kondisi drainasi, maka untuk pengujian yang memerlukan ketelitian yang lengkap disarankan untuk mengadakan pengujian pemampatan triaxial.

Pada pengujian pemampatan triaxial, terdapat kondisi-kondisi drainasi sebagai berikut:

1) "Non-consolidated undrained test" (*UU test*)
2) "Consolidated undrained test" (*CU test*)
3) "Consolidated drained test" (*CD test*)

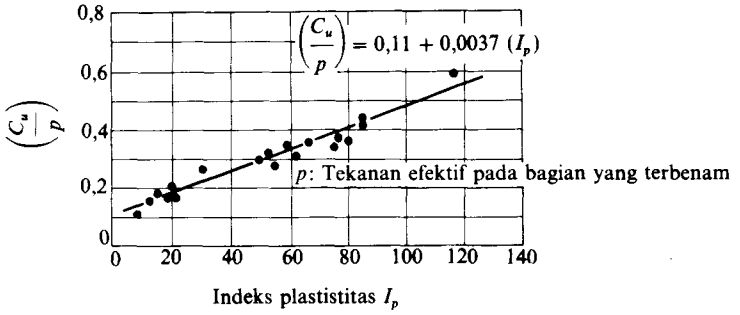
Untuk mencari karakteristik kekuatan tanah untuk bahan timbunan jalan atau tanggul, biasanya digunakan pengujian pemampatan triaxial atau pengujian geser tunggal dengan contoh jenuh. Pengujian adalah "consolidated drained test" atau "drained test" dan menghasilkan konstanta kekuatan C', ϕ' atau C_d, ϕ_d berdasarkan tegangan effektif.

Untuk kekuatan geser tanah pondasi, terutama untuk tanah kohesif, dapat dicari dengan pengujian pemampatan "unconfined" dengan contoh yang tidak terganggu. Konstanta kekuatan yang diperoleh yang dinyatakan dalam tekanan total adalah $\phi = 0$, $C = q_u/2$.

Bilamana peningkatan kekuatan tanah pondasi oleh konsolidasi yang diperlukan, maka angka perbandingan peningkatan kekuatan m dapat dihitung dengan menggunakan ϕ_{C_u} yang didapat dari "*consolidated undrained test*", yaitu:

$$m = \frac{C_u}{p} = \frac{\sin \phi_{c_u}}{1 - \sin \phi_{c_u}} \tag{3.15}$$

Dapat ditambahkan, bahwa mengingat pada lempung yang terkonsolidasi angka perbandingan peningkatan $m = C_u/p$ mempunyai hubungan dengan indeks plastisitas seperti terlihat dalam Gbr. 3.10, maka bilamana tidak terdapat hasil pengujian triaxial, disarankan untuk menggunakan grafik dalam gambar ini.



Gbr. 3.10 Hubungan antara C_u/p dan I_p pada tanah terkonsolidasi normal.

3.6.4 Pengujian Karakteristik deformasi

Karakteristik deformasi tanah yang diperlukan untuk analisa penurunan lapisan bawah yang buruk, diperoleh dari pengujian konsolidasi.

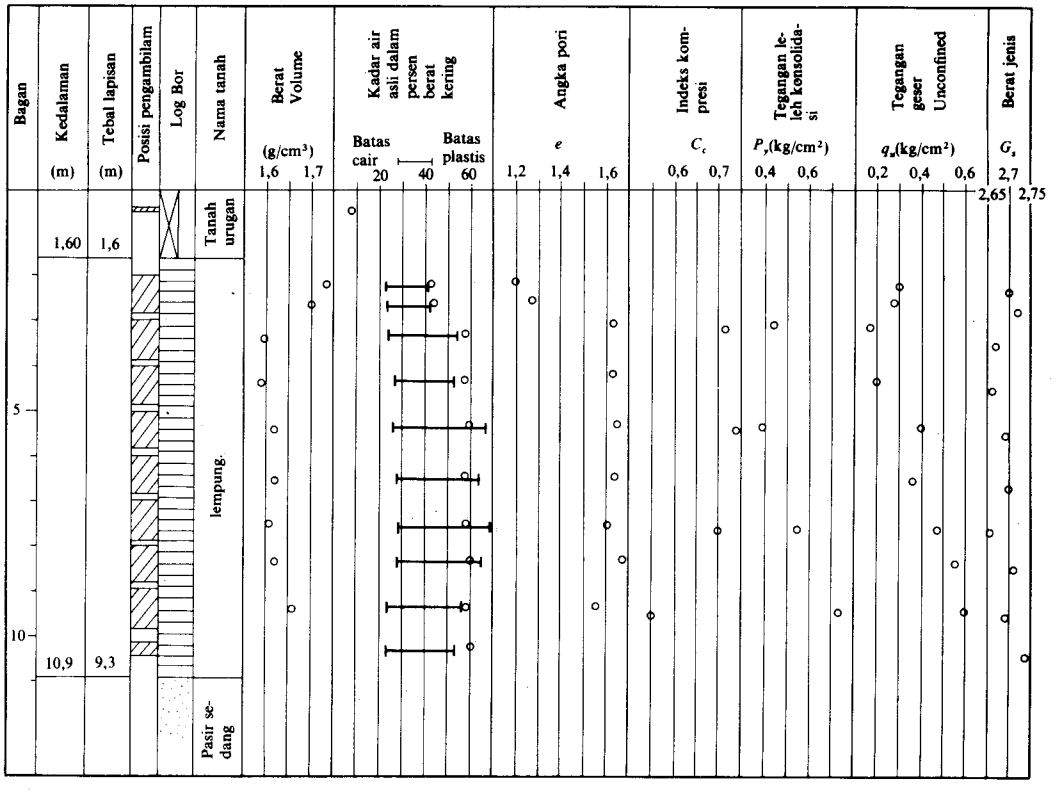
Tujuan pengujian konsolidasi adalah untuk memeriksa karakteristik konsolidasi yang diperlukan dalam perkiraan besarnya dan kecepatan penurunan oleh konsolidasi dari lapisan dasar lunak dan jenuh. Biasanya dipakai pengujian konsolidasi satu dimensi dengan menggunakan "*side-confined discshaped specimen*"

Contoh yang digunakan adalah contoh tidak terganggu dan yang didapat adalah koefisien-koefisien lengkung $e - \log p$, M_v, C_c, P_c, C_v dan k.

Pengujian konsolidasi hanya dapat digunakan untuk tanah kohesif jenuh. Akan tetapi kadang-kadang digunakan juga bagi penelitian karakteristik pemampatan dari tanah yang tidak jenuh atau tanah berpasir.

3.6.5 Pengujian permeabilitas air

Maksud pengujian permeabilitas air adalah untuk mendapatkan koefisien permeabilitas tanah yang diperlukan untuk memperkirakan gaya angkat (*uplift pressure*) pada bangunan-bangunan yang dibangun di bawah permukaan air tanah. Juga diperlukan untuk memilih metoda drainasi pekerjaan penggalian, memilih bahan-bahan yang cocok untuk bendungan elak (*cofferdam*), merencanakan peralatan untuk drainasi air dalam tanah dan mencari koefisien permeabilitas bahan yang digunakan untuk drainasi pasir atau alas pasir.



Gbr. 3.11 Contoh hasil pemeriksaan tanah.

Bilamana koefisien permeabilitas tanah itu agak besar, berkisar dari 10^{-3} sampai 10^{-1} cm/dt, maka disarankan untuk menggunakan permeameter tekanan tetap (*constant head permeameter*) dan bilamana kecil, berkisar antara 10^{-3} sampai 10^{-6} cm/dt, disarankan untuk menggunakan permeameter tekanan menurun (*falling head permeameter*).

Mengingat pengambilan contoh tidak terganggu dalam tanah pasiran itu sulit, maka pengujian permeabilitas tanah pondasi sering dilakukan di lapangan.

Hasil-hasil pengujian tersebut di atas disarankan untuk disusun seperti cara yang diperlihatkan dalam Gbr. 3.11, termasuk log pemboran.

3.7 Pengujian Pada Lokasi Asli

Pengujian ini maksudnya adalah untuk memeriksa sifat-sifat tanah di lokasi aslinya. Kemudian hasil yang diperoleh itu dibandingkan dengan pengujian contoh di laboratorium atau pengujian pendugaan yang merupakan pengujian sifat-sifat tanah yang tidak langsung. Pengujian sifat-sifat tanah di lokasi aslinya adalah selalu bermanfaat. Tetapi harus diingat, bahwa tidak selalu kita dapat melakukan pengujian sifat mekanis tanah itu di lokasi aslinya.

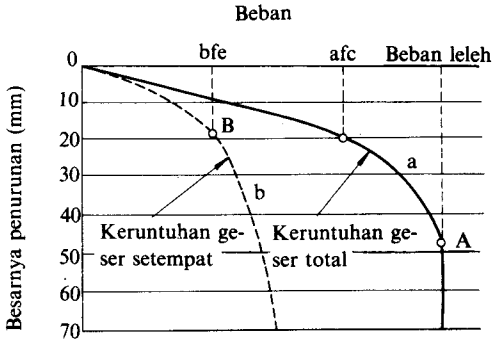
Pengujian-pengujian pada lokasi asli yang biasa diterapkan adalah pengujian kepadatan untuk pengawasan kwalitas untuk penimbunan, "*vane test*" untuk pengujian kekuatan geser tanah kohesif yang buruk, pengujian penetrasi konus untuk mencari kemampuan memikul lalu-lintas dan pengujian permeabilitas tanah pondasi.

Data-data pengujian di lokasi asli ini dapat digunakan untuk pengawasan kwalitas pekerjaan yang dilaksanakan. Akan tetapi bilamana data-data itu akan digunakan untuk perencanaan, maka diperlukan interpretasi data-data itu dengan memperhatikan perbedaan antara asumsi yang diambil dalam pengujian dengan komposisi tanah pondasi sebenarnya di lapangan.

Suatu pengujian yang sering juga dilakukan di lapangan adalah pengujian pembebanan di lapangan. Pengujian pembebanan tanah (*ground loading test*) ini adalah untuk mengetahui kekuatan tanah pondasi dengan menetapkan hubungan antara kekuatan tanah dengan faktor-faktor lain seperti karakteristik intensitas beban tanah pondasi dan perpindahan tanah pondasi akibat pembebanan terhadap posisi asli yang diukur terhadap suatu bidang datar yang digunakan sebagai landasan pembebanan (*loading platform*).

Biasanya landasan pembebanan yang digunakan adalah suatu bujur sangkar berukuran 30 × 30 cm. Ada dua metode pembebanan, yaitu pertama adalah meningkatkan intensitas beban dengan kecepatan yang tetap dan yang lain adalah meningkatkan beban dengan penyesuaian tuas (dongkrak, *jack*) sehingga kecepatan penurunan tetap.

Gbr. 3.12 memperlihatkan lengkung beban penurunan yang diperoleh dari hasil pengujian pembebanan. Pada lengkung terlihat titik dari beban léléh (*yield load*). Beban



Gbr. 3.12 Kurva beban-penurunan.

léléh (*beban batas*) ini yang digunakan sebagai data utama untuk menghitung daya dukung tanah pondasi.

Dalam menggunakan data dari pengujian pembebanan, kita harus memperlihatkan komposisi tanah pondasinya dan letak permukaan air tanah beserta interpretasi data itu terhadap dalamnya dan dimensi pondasi bangunan itu.

3.8 Penentuan Konstanta-konstanta Tanah Untuk Perencanaan

Dalam pasal ini akan dikemukakan beberapa pokok yang memerlukan perhatian mengenai penerapan hasil-hasil yang diperoleh dari penyelidikan tanah untuk perencanaan atau pelaksanaan, teristimewa mengenai perbaikan tanah pondasi yang buruk.

Hal-hal yang harus diperiksa pada perencanaan tanggul di atas tanah yang buruk adalah stabilitas dan penurunan. Kondisi tanah yang perlu diperiksa dapat diperoleh dengan eksplorasi. Kondisi yang dimaksud ini adalah lokasi, tebal lapisan dan sifat lapisan serta letak lapisan.

Seringkali lapisan tanah yang buruk adalah tidak homogen dan komposisi lapisannya rumit. Jadi keadaan lapisan tidak dapat diketahui secara lengkap dengan eksplorasi, sehingga tidak mungkin kita memasukkan semua informasi ke dalam analisa, meskipun hal-hal yang utama sudah diperoleh dengan jelas.

Bilamana hendak menentukan kondisi tanah, maka kita harus memperkirakan hal-hal yang penting mengenai tanah pondasi dengan melihat hasil penyelidikan tanah pada setiap titik; kebenaran hasil pengujian harus diperiksa dan sesudah menentukan hasil pengujian hal-hal yang penting itu maka tentukan konstanta-konstanta yang akan digunakan dalam perencanaan. Langkah pertama adalah pengertian mengenai informasi berdasarkan informasi yang ada dan kedua adalah menyimpulkan informasi dan mencari harga-harga yang representatif bagi setiap konstanta.

Prosedur untuk penentuan kondisi tanah bagi perencanaan adalah sebagai berikut:

1) Harga-harga yang abnormal yang diperoleh dari pengujian dipisahkan dengan meneliti hubungan antara harga-harga tersebut, kemudian diuraikan alasan mengapa harga-harga itu abnormal. Selanjutnya kebenaran hasil-hasil pengujian diteliti berdasarkan alasan tersebut itu.
2) Tentukan lapisan tanah yang diperkirakan menjadi kondisi batas antara lapisan lunak dan lapisan pendukung, antara lapisan drainasi dan lapisan kedap air dan sebagainya.
3) Memilih penampang-penampang melintang yang dilakukan perhitungan dan menentukan konstanta-konstanta yang akan digunakan.

Di bawah ini tercantum keterangan-keterangan yang diperlukan bilamana menggunakan prosedur tersebut di atas.

(*1*) *Meneliti kebenaran hasil pengujian tanah:* Kepadatan tanah cenderung menjadi kecil jika kadar air menjadi besar. Bilamana harga yang diperoleh menyimpang dari kecenderungan ini, maka harus diadakan penelitian. Bilamana derajat kejenuhan mendekati 100%, maka dapat dikatakan bahwa kepadatan yang diperoleh adalah kira-kira benar. Bilamana derajat kejenuhan tidak mendekati 100% meskipun tanah itu berada di bawah permukaan air tanah, maka harga kepadatan yang diperoleh harus dirobah setelah diadakan pemeriksaan kadar air, berat isi dan berat isi butir tanah.

Pada kekuatan pemampatan "*unconfined*", bilamana kekuatannya berkurang oleh gangguan sewaktu pengambilan contoh atau sewaktu pengujian, regangan runtuhnya (*breaking strain*) cenderung menjadi besar dan modulus deformasinya cenderung menjadi kecil. Umumnya, makin dalam tanah itu makin besar kekuatan pemampatan

"*unconfined*" nya, kecuali jika tanah itu berpasir atau telah agak menjadi kering oleh sesuatu pekerjaan drainasi.

Demikian juga umumnya bilamana telah terdapat beban prekonsolidasi. Akan tetapi kecenderungan penyimpangan harus diteliti dengan mempelajari karakteristik fisik contoh dan lingkungan sedimentasi tempat pengambilan contoh.

Koefisien kemampatan umumnya mempunyai korelasi linier yang tinggi dengan kadar air. Korelasi koefisien konsolidasi kadang-kadang berubah-ubah sesuai dengan peningkatan beban konsolidasi. Hal ini bergantung pada perbedaan karakteristik fisik dan latar belakang sejarah konsolidasi contoh-contoh itu.

Dengan menghilangkan atau mengkoreksi hasil-hasil pengujian yang tidak relevan, maka kita dapat menentukan konstanta perencanaan.

(*2*) *Perbedaan lapisan tanah:* Sebelum merencanakan dan menghitung, maka harus disiapkan untuk setiap penampang melintang suatu model untuk perhitungan seperti yang diperlihatkan dalam Gbr. 3.13. Yang harus dibuat jelas dalam pembedaan lapisan tanah itu adalah tebalnya lapisan lunak, kondisi batas permeabilitas bagian bawah dari lapisan lunak.

Dalam membedakan lapisan tanah, harus diperhatikan hal-hal sebagai berikut.

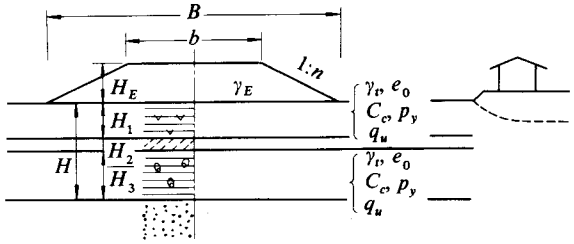
Untuk membedakan lapisan bawah yang buruk, dapat digunakan harga N atau hasil pengujian pendugaan. Lapisan tanah dengan kadar organik yang tinggi dan tanah berbutir halus mempunyai harga N yang lebih besar dari 4, tanah pasiran mempunyai harga N lebih besar dari 10. Dalam pengujian pendugaan Swedia, harga setengah putaran yang diperlukan adalah lebih dari 100, sedangkan dalam pengujian penetrasi konus Belanda, indeks konus yang diperlukan adalah lebih dari $q_c = 10$ kg/cm^2.

Pertama-tama diadakan pembedaan lapisan tanah berdasarkan klasifikasi tanah, kemudian apakah ada atau tidak diadakan klasifikasi lanjutan adalah tergantung penelitian hasil pengujian kadar air alamiah, kekuatan pemampatan "*unconfined*", tegangan batas konsolidasi, dan koefisien pemampatan.

Bilamana lapisan yang buruk itu tebal dan sulit, maka dianjurkan untuk membagi lapisan itu dalam lima atau enam lapisan.

Meskipun lapisan pasir yang tipis diabaikan dalam analisa penurunan, akan tetapi untuk perhitungan konsolidasi, lapisan ini harus dianggap sebagai lapisan drainasi dan termasuk sebagai kondisi batas.

(3) *Penentuan Konstanta Tanah:* Konstanta-konstanta yang digunakan untuk perhitungan stabilitas atau penurunan setiap lapisan tanah, biasanya diambil harga rata-rata atau harga yang representatif dari hasil pengujian tanah. Seperti telah dikemukakan terdahulu, harga-harga yang sangat tidak lazim dan tidak banyak dapat dihilangkan. Akan tetapi harus diingat bahwa bilamana sejumlah kecil konstanta kekuatan geser



Gbr. 3.13 Perbedaan lapisan tanah pada model perhitungan.

sebagai kekuatan pemampatan "*unconfined*" dihilangkan, maka akan cukup berbahaya. Jadi harga-harga itu harus diteliti dengan baik.

Harga untuk perencanaan tidak boleh ditentukan oleh harga dari satu pemboran saja, akan tetapi harus diusahakan supaya diperoleh suatu harga yang dapat diterapkan untuk tanah yang buruk. Tetapi bilamana tanah pada suatu penampang melintang ternyata sangat buruk, maka kita harus menentukan suatu harga khusus untuk penampang tersebut sehingga hasil akhirnya akan cocok dengan keadaan sebenarnya.

4 PEMILIHAN BENTUK PONDASI

Ada berbagai bentuk pondasi yang akan dijelaskan dalam Bab ini. Untuk memilih pondasi yang memadai, perlu diperhatikan apakah pondasi itu cocok untuk berbagai keadaan di lapangan dan apakah pondasi itu memungkinkan untuk diselesaikan secara ekonomis sesuai dengan jadwal kerjanya. Bila keadaan tersebut ikut dipertimbangkan dalam menentukan macam pondasi, hal-hal berikut ini perlu dipertimbangkan.

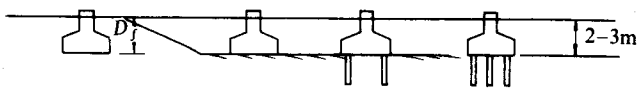
1) Keadaan tanah pondasi
2) Batasan-batasan akibat konstruksi di atasnya (*superstructure*)
3) Batasan-batasan dari sekelilingnya
4) Waktu dan biaya pekerjaan.

Dari hal-hal di atas, jelas bahwa keadaan tanah pondasi pada nomor 1) merupakan keadaan yang paling penting dan perinciannya, termasuk survai dijelaskan secara lengkap dalam Bab 1, 2 dan 3. Berikut ini diuraikan jenis-jenis pondasi yang sesuai dengan keadaan tanah pondasi yang bersangkutan.

(*a*) *Bila tanah pendukung pondasi terletak pada permukaan tanah atau 2–3 meter di bawah permukaan tanah* (*lihat Gbr. 4.1*): Dalam hal ini pondasinya adalah pondasi telapak (*spread foundation*).

(*b*) *Bila tanah pendukung pondasi terletak pada kedalaman sekitar 10 meter di bawah permukaan tanah:* Dalam hal ini, dipakai pondasi tiang atau pondasi tiang apung (*floating pile foundation*) untuk memperbaiki tanah pondasi, seperti yang terlihat dalam Gbr. 4.2. Jika memakai tiang, maka tiang baja atau tiang beton yang dicor di tempat (*cast in place*) kurang ekonomis, karena tiang-tiang tsb kurang panjang.

(*c*) *Bila tanah pendukung pondasi terletak pada kedalaman sekitar 20 meter di bawah permukaan tanah:* Dalam hal ini, tergantung dari penurunan (*settlement*) yang diizinkan, dapat dipakai jenis pondasi seperti yang diperlihatkan dalam Gbr. 4.3. Apabila tidak boleh terjadi penurunan, biasanya digunakan pondasi tiang pancang (*pile driven founda-*

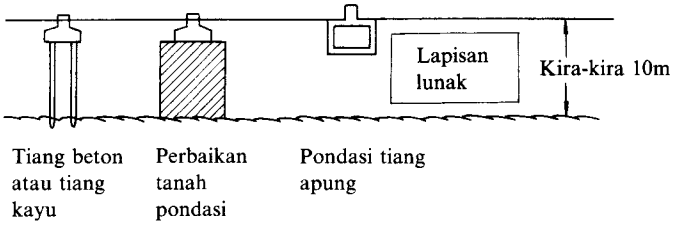


Agar dalamnya D_f yang diperlukan tetap, lapisan pondasi diturunkan

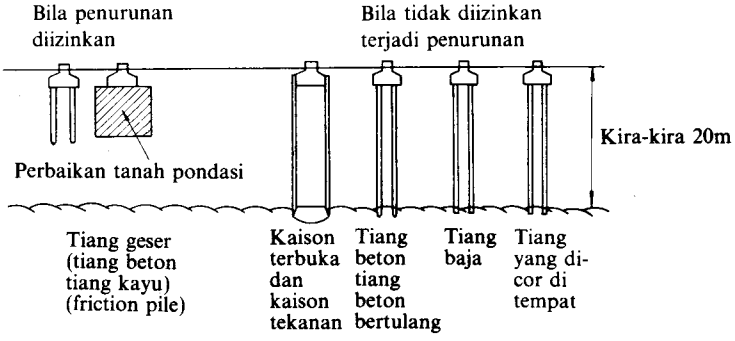
Digabungkan dengan turap untuk menghindari pengikisan

Tiang pancang agar tidak terjadi kerusakan maupun pengikisan

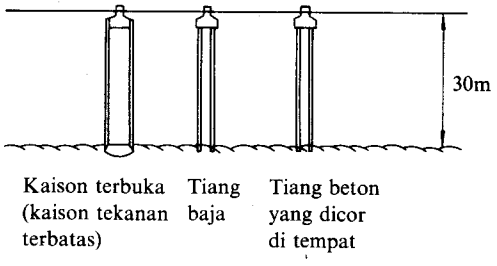
Gbr. 4.1 Contoh-contoh pondasi bila lapisan pendukung pondasi cukup dangkal.



Gbr. 4.2 Contoh pondasi bila lapisan pendukung pondasi berada sekitar 10 m di bawah permukaan tanah.



Gbr. 4.3 Contoh pondasi bila lapisan pendukung pondasi berada sekitar 20 m di bawah permukaan tanah.



Gbr. 4.4 Contoh pondasi bila lapisan pendukung pondasi berada sekitar 30 m di bawah permukaan tanah.

tion). Tetapi bila terdapat batu besar (*cobble stones*) pada lapisan antara, pemakaian kaison lebih menguntungkan.

(*d*) *Bila tanah pendukung pondasi terletak pada kedalaman sekitar 30 meter di bawah permukaan tanah:* Biasanya dipakai kaison terbuka, tiang baja atau tiang yang dicor di tempat, seperti yang diperlihatkan dalam Gbr. 4.4. Tetapi apabila tekanan atmosfir yang bekerja ternyata kurang dari 3 kg/cm^2 digunakan juga kaison tekanan.

(*e*) *Bila tanah pendukung pondasi terletak pada kedalaman lebih dari 40 meter di bawah permukaan tanah:* Dalam hal ini, yang paling baik adalah tiang baja dan tiang beton yang dicor di tempat.

Batasan-batasan akibat konstruksi di atasnya pada nomor 2) juga penting. Haruslah diamati pula kondisi beban (besar, penyebaran, arah dll), sifat dinamis bangunan atas (statis tertentu atau statis tak tertentu, kekakuan dan sebagainya), kegunaan dan kepentingan bangunan atas, kesulitan pemeliharaan dan bahan-bahan untuk bangunan. Misalnya penurunan pondasi jenis pondasi yang akan dipakai tergantung kepada, apakah sifat bangunan itu mengizinkan atau tidak, terjadinya penurunan pondasi. Apabila jenis struktur bangunan di atasnya telah ditetapkan, maka sulit sekali memilih pondasi yang ekonomis. Misalnya, suatu jembatan direncanakan sebagai balok menerus, bila penurunan pondasi tidak boleh terjadi, seringkali biaya pembuatan pondasi menjadi amat tinggi, tergantung pada macam pondasi. Sebaliknya, bila bangunan atas dianggap sebagai balok sederhana dan penurunan diizinkan pada pondasi maka biaya pengerjaan bangunan atas meningkat, walaupun biaya pengerjaan pondasi menjadi lebih kecil. Secara keseluruhan, jembatan menjadi lebih ekonomis. Agar diperoleh perencanaan yang ekonomis dan rasionil, maka perlu diadakan pengamatan menyeluruh terhadap pengerjaan bangunan atas dan pondasi dengan cara seperti disebutkan di atas.

Ditinjau dari segi pelaksanaan, ada beberapa keadaan di mana kondisi lingkungan pada 3) tidak memungkinkan adanya pekerjaan yang baik yang sesuai dengan kondisi yang diasumsikan dalam perencanaan, bahkan meskipun macam pondasi yang sesuai telah dipilih, dengan perencanaan yang memadai serta struktur pondasi yang telah dipilih itu dilengkapi dengan pertimbangan mengenai kondisi tanah pondasi dan batasan-batasan struktur. Khususnya bila pekerjaan-pekerjaan konstruksi dalam kota menjadi begitu aktif, ada beberapa keadaan di mana metode konstruksi tertentu kadang-kadang dilarang, ditinjau dari sudut gangguan umum. Oleh karenanya, usahakan dengan cara apapun untuk memasukkan kondisi lingkungan ke dalam pertimbangan, mulai dari saat pemilihan tanah pondasi.

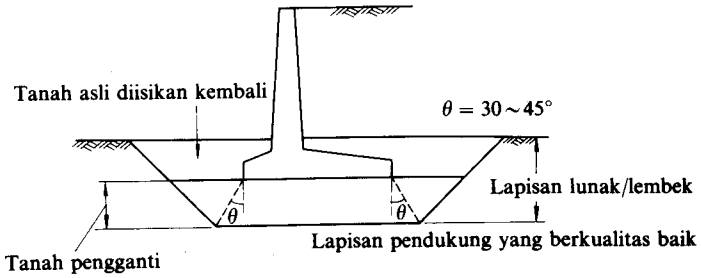
5 PONDASI TELAPAK

5.1 Umum

5.1.1 Jenis-Jenis Pondasi Telapak

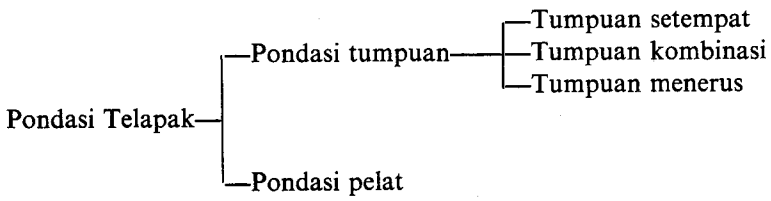
Pondasi telapak adalah suatu pondasi yang mendukung bangunan secara langsung pada tanah pondasi, bilamana terdapat lapisan tanah yang cukup tebal dengan kualitas yang baik yang mampu mendukung bangunan itu pada permukaan tanah atau sedikit di bawah permukaan tanah.

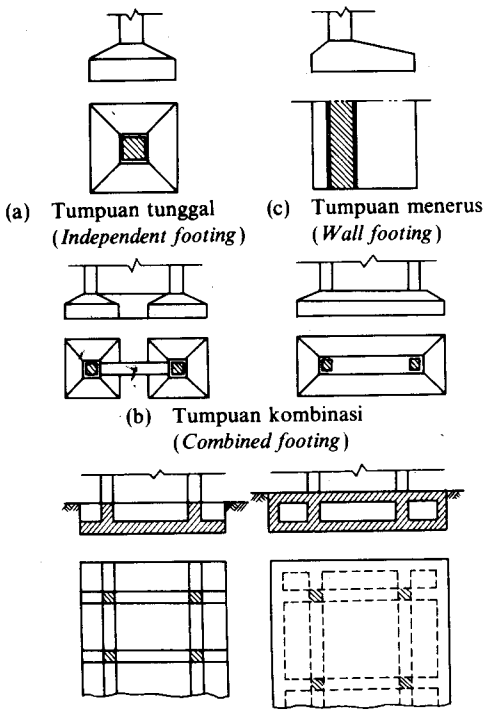
Jika di bawah suatu lapisan permukaan yang tipis terdapat suatu lapisan tanah yang baik, maka meskipun kualitas tanah pondasi itu kurang baik, dalam beberapa hal kita dapat menerapkan suatu cara perbaikan tanah pondasi seperti yang diperlihatkan dalam Gbr. 5.1.



Gbr. 5.1 Perbaikan tanah pondasi.

Pondasi telapak umumnya dibangun di atas tanah pendukung pondasi dengan membuat suatu tumpuan yang bentuk dan ukurannya (dimensinya) sesuai dengan beban bangunan dan daya dukung tanah pondasi itu. Pondasi itu bersatu dengan bagian utama bangunan (tembok penahan tanah, tembok membujur dari kepala jembatan atau kolom dermaga) sehingga merupakan suatu konstruksi yang monolit. Pondasi ini dibedakan sebagai berikut. (Gbr. 5.2)





Gbr. 5.2 Jenis pondasi telapak.

5.1.2 Tanah Pendukung Dan Mekanisme Pendukung

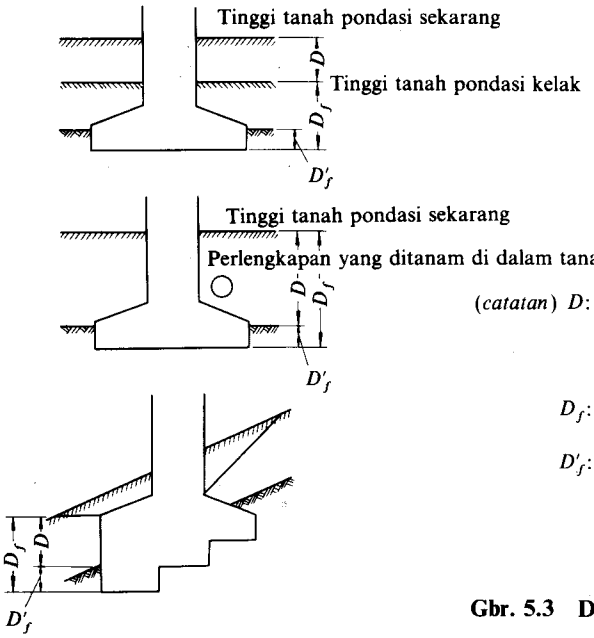
Alas pondasi telapak terletak pada lapisan tanah pendukung yang mempunyai kualitas cukup baik. Biasanya, selain lapisan batuan dasar atau kerikil, lapisan tanah berpasir (*sandy soil*) memiliki nilai N yang lebih besar dari 30, dan tanah kohesif memiliki nilai N yang lebih besar dari 20. Kedua macam tanah ini seyogyanya memiliki ketebalan lapisan yang cukup (lebih dari 1,5 kali lebar pondasi), dan di bawahnya tidak terdapat lapisan tanah yang kurang baik kualitasnya.

Mekanisme pendukung pondasi langsung, berdasarkan pada prinsip bahwa beban vertikal dan momen yang bekerja pada pondasi, sebagian besar ditahan oleh daya dukung (*bearing capacity*) tanah pondasi pada dasar pondasi, dan beban mendatar sebagian besar ditahan oleh hambatan geser (*sliding resistance*) dari dasar pondasi. Jika pondasi ini tertanam dalam, geseran atau tekanan tanah di muka pondasi juga ikut menahan beban, tetapi bila pondasi ini tertanam dangkal, gaya penahan ini umumnya kecil dan tanah di muka pondasi kadang-kadang akan mengalami pengikisan dan pengaruh cuaca, sehingga dalam perencanaan, gaya penahan ini diabaikan.

5.1.3 Dalamnya Pondasi

Dalamnya pondasi telapak yang diperlukan, ditetapkan dengan mempertimbangkan hal-hal sebagai berikut. (Menurut Gbr. 5.3)

1) Kemiringan dasar sungai dan sifat terkikisnya.
2) Dalamnya tanah yang menimbulkan perubahan volume.
3) Tergantung dari apa yang tertanam di dalam tanah dan bangunan di dekatnya.



(*catatan*) D: Dalamnya pemasangan minimum untuk konstruksi dengan mempertimbangkan berbagai jenis tanah pondasi

D_f: Dalamnya pemasangan effektif untuk pondasi

D'_f: Dalamnya lapisan pendukung atau lapisan penetrasi yang memiliki kualitas yang sama baiknya dengan lapisan pendukung

Gbr. 5.3 Dalamnya pemasangan pondasi.

4) Muka air tanah.
5) Derajat dan besarnya ketebalan lapisan tanah pendukung.

5.1.4 Syarat Perencanaan Pondasi Telapak

Pondasi telapak harus direncanakan sedemikian rupa sehingga keadaan-keadaan berikut ini dapat dipenuhi.

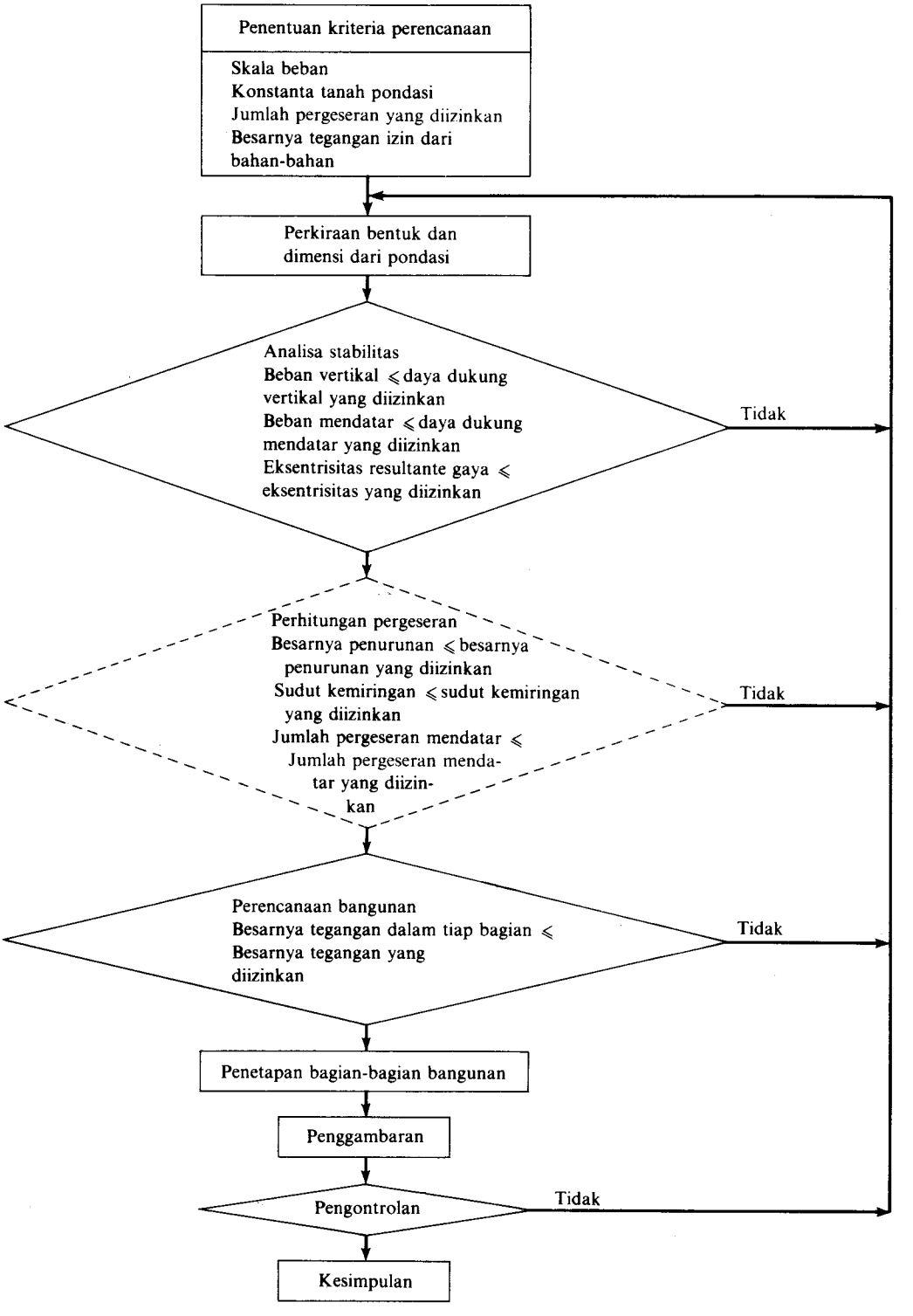
1) Struktur secara keseluruhan adalah stabil dalam arah vertikal, arah mendatar, dan terhadap guling.
2) Pergeseran bangunan (besarnya penurunan, sudut kemiringan dan pergeseran mendatar), harus lebih kecil dari nilai yang diizinkan bagi bangunan bagian atas. Pada pondasi telapak biasa, pergeseran ini tidak dihitung, tetapi bila diperlukan, perhitungan ini seyogyanya disesuaikan dengan Bab. 2.
3) Bagian-bagian pondasi harus memiliki kekuatan yang diperlukan. Prosedur perencanaan pondasi telapak ini diperlihatkan pada Gbr. 5.4.

5.1.5 Bentuk Dan Ukuran Pondasi Telapak

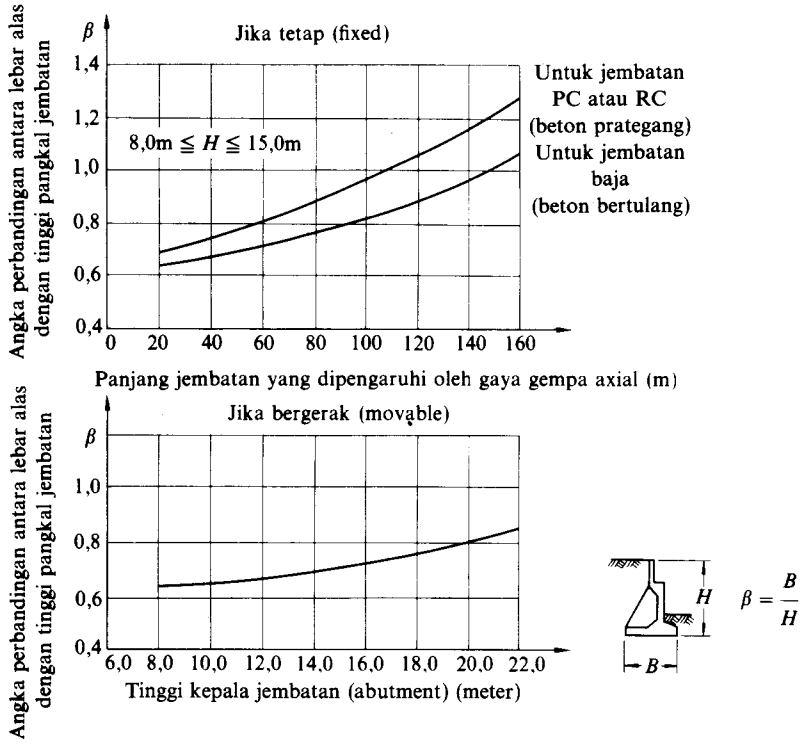
Dalam merencanakan pondasi, jenis dan ukurannya perlu diperkirakan sebelumnya, dan kelayakan dari ukuran yang telah diperkirakan ini memiliki pengaruh besar dalam effisiensi pekerjaan perencanaan. Karena kondisi geologis dan gaya-gaya luar berbeda-beda di setiap tempat, maka sangat sulit untuk memperkirakan jenis pondasi yang paling tepat. Oleh karena itu, semata-mata sebagai patokan untuk menentukan bentuk dan ukuran pondasi telapak, dapat dilihat pada gambar-gambar berikut ini.

Gbr. 5.5 dan Gbr. 5.6 memperlihatkan angka perbandingan antara tinggi kepala jembatan (*abutment*) dan tiangnya, dengan lebar dasar pada suatu jembatan jalan raya.

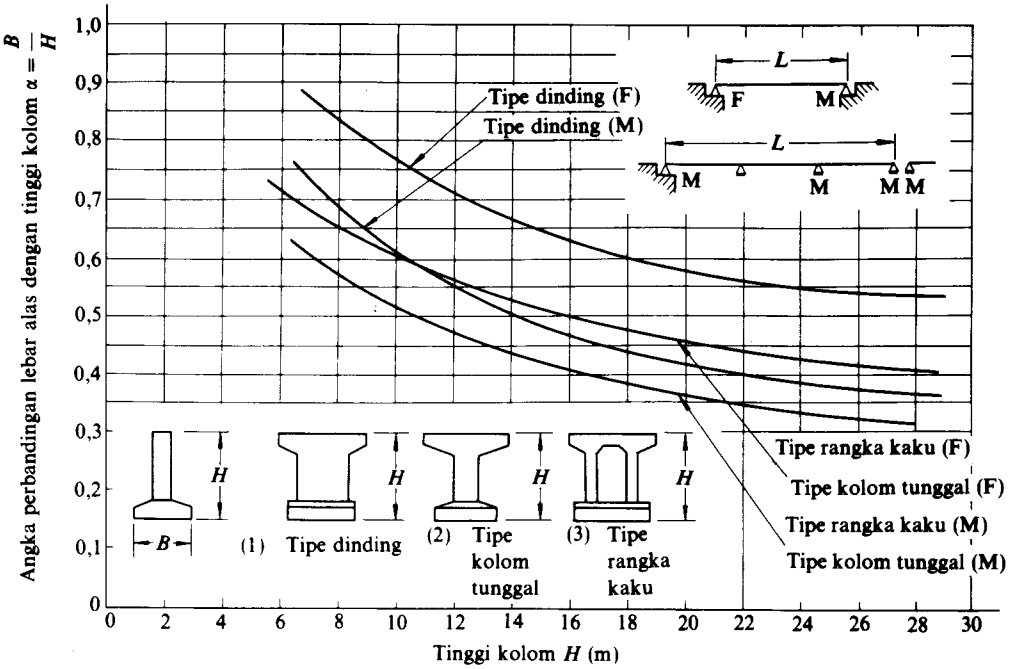
Tanpa mengabaikan tumpuan tersebut, kita harus merencanakannya sebagai suatu kesatuan yang kaku (*rigid*).



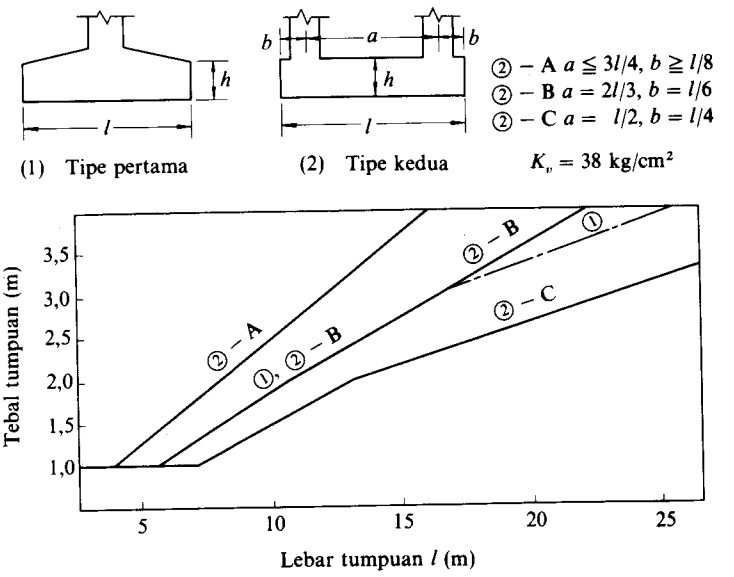
Gbr. 5.4 Prosedur perencanaan pondasi telapak.



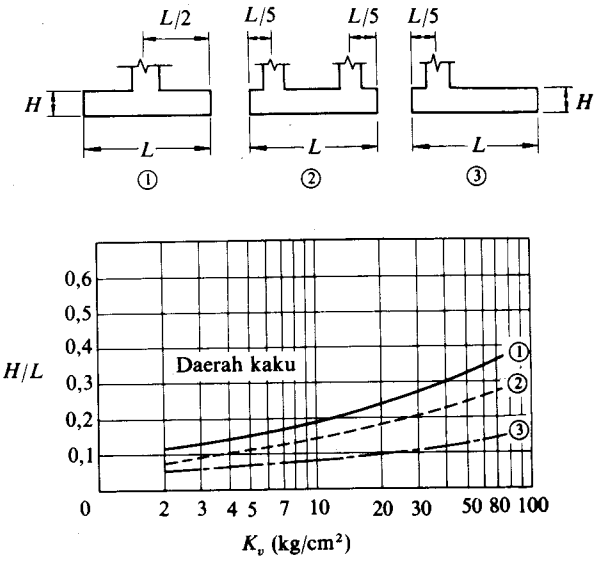
Gbr. 5.5 Hubungan antara lebar pondasi dengan tinggi kepala jembatan (*abutment*).



Gbr. 5.6 Hubungan antara lebar pondasi kolom (dalam arah sumbu jembatan) dan tinggi kolom.



Gbr. 5.7 Hubungan antara bentuk, lebar dan tebal tumpuan.



Gbr. 5.8 Daerah yang "kaku" (*rigid*) untuk jenis pondasi telapak.

Gbr. 5.7 dan Gbr. 5.8 memperlihatkan daerah kekakuan (*rigidity zone*) dari tumpuan, di mana tumpuan dapat dianggap sebagai suatu kesatuan yang kaku, dan kasus-kasus mengenai perubahan segi pandangan diperlihatkan dalam setiap gambar.

5.2 Kestabilan Pondasi

5.2.1 Kestabilan Dalam Arah Vertikal

(*1*) *Daya dukung vertikal yang diizinkan:* Gaya vertikal yang bekerja pada dasar

pondasi tidak boleh melebihi daya dukung (*bearing capacity*) tanah pondasi yang diizinkan.

Daya dukung tanah pondasi yang diizinkan, dihitung dengan persamaan berikut ini. Perlu ditambahkan bahwa jika tangens sudut kemiringan beban (gaya mendatar/gaya vertikal) adalah kurang dari 0,1 dan lebih-lebih bila bangunan ini tidak begitu penting, daya dukung yang diizinkan dapat dihitung seperti yang tercantum pada butir 3.

$$Q_a = \frac{Q_u}{n} \tag{5.1}$$

Di sini, Q_u: Daya dukung ultimate tanah pondasi, dan dihitung dengan persamaan (2.31)

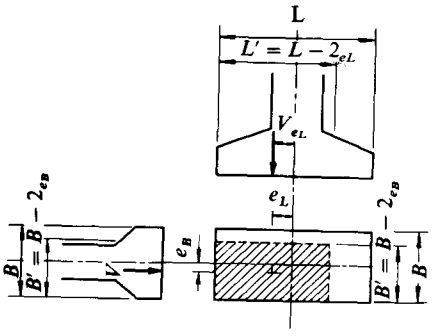
n: Faktor keamanan, dan harga $n = 3$ dipakai untuk beban menerus

(*2*) *Daya dukung batas* (*ultimate*)*:* Daya dukung batas pondasi telapak diterapkan dari eksentrisitas dan kemiringan pembebanan, selain dari ukuran bangunan. Hal ini diuraikan dalam Pasal 2–3, mengenai "Daya Dukung."

(*3*) *Perhitungan daya dukung yang diizinkan berdasarkan taksiran:* Bila tangens sudut kemiringan beban yang bekerja pada pondasi (gaya mendatar/gaya vertikal) kurang dari 0,1 dan bangunan tersebut tidak begitu penting, maka dengan menggunakan harga daya dukung yang diizinkan seperti yang diperlihatkan dalam Tabel 5.1, daya dukung yang diizinkan dapat diperkirakan berdasarkan persamaan berikut ini. Pengaruh dalamnya pondasi dapat diabaikan dalam persamaan ini.

Tabel 5.1 Kriteria daya dukung yang diizinkan.

Jenis-jenis tanah pondasi		Biasa (t/m^2)	Bila ada gempa (t/m^2)	Harga rata-rata		Keterangan
				Harga N	Kekuatan geser unconfined (kg/cm^2)	
Tanah keras	Batu homogen yang keras	100	150	—	Lebih besar dari 100	
	Batu keras mudah retak	60	90	—	Lebih besar dari 100	
	Batu lunak, batu lumpur	30	45	—	Lebih besar dari 10	
Lapisan kerikil	Tidak lepas	60	90	—	—	
	Lepas	30	45	—	—	
Tanah pondasi berpasir	Lepas	30	45	30–50	—	Bila harga N akibat Standard Penetration Test (SPT) lebih kecil dari 15, tanah pondasi tidak sesuai untuk suatu konstruksi bangunan
	Sedang	20	30	15–30	—	
Tanah pondasi kohesif	Sangat keras	20	30	15–30	2,0–4,0	
	Keras	10	15	8–15	1,0–2,0	
	Sedang	5	7,5	4–8	0,5–1,0	



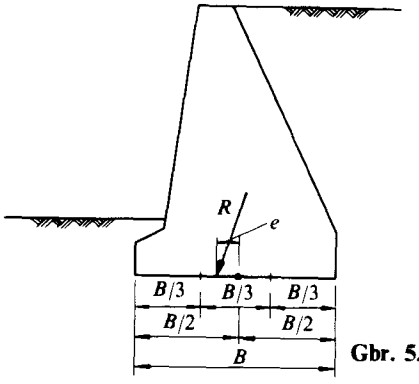
Gbr. 5.9 Luas pembebanan effektif dan lebar effektif.

$$Q_a = q_a \cdot A' \tag{5.2}$$

Di sini, q_a: Harga daya dukung yang diizinkan, berdasarkan Tabel 5.1 (t/m^2)
A': Luas pembebanan effektif (m^2), dengan mempertimbangkan eksentrisitas beban. (Menurut Gbr. 5.9)

5.2.2 Kestabilan Terhadap Guling

Kestabilan terhadap guling diperiksa berdasarkan besarnya kedudukan kerja (eksentrisitas) gaya resultante yang ditimbulkan oleh beban yang bekerja. Dengan istilah lain, kedudukan kerja gaya resultante pada dasar pondasi, seperti yang diperlihatkan pada Gbr. 5.10, harus selalu diusahakan agar terletak di dalam batas $\frac{1}{3}$ lebar dasar pondasi tersebut, diukur dari kedua sisinya. Jika keadaan ini tidak terpenuhi, perlu dilakukan perencanaan kembali dengan mengubah lebar pondasi, sehingga keadaan tersebut dapat dipenuhi.



Gbr. 5.10 Kedudukan kerja dari gaya resultante.

5.2.3 Kestabilan Dalam Arah Mendatar

(*1*) *Daya dukung mendatar yang diizinkan:* Gaya mendatar yang bekerja pada dasar pondasi tidak boleh melebihi daya dukung mendatar yang diizinkan dari tanah pondasi. Daya dukung mendatar yang diizinkan dari tanah pondasi ini dihitung dengan persamaan berikut:

$$H_a = \frac{H_u}{n} \tag{5.3}$$

Di sini, H_a: Daya dukung mendatar yang diijinkan
H_u: Daya dukung mendatar batas

n: Faktor keamanan, untuk jembatan jalan raya di Jepang, nilai $n = 1{,}5$ untuk beban menerus.

(2) *Daya dukung mendatar batas:* Bagi jembatan jalan raya, daya dukung mendatar batas bekerja sebagai gaya penahan geser dari dasar pondasi. Berdasarkan hal ini, ada suatu cara untuk memperbesar gaya penahan geser dari dasar pondasi, yaitu dengan membuat rusuk pada dasar pondasi.

(a) Gaya penahan geser jika tidak dibuat rusuk.

$$H_u = C_B \cdot A' + V \cdot \tan \phi_B \tag{5.4}$$

Di sini, H_u: Gaya penahan geser pada dasar pondasi. (ton)
C_B: Kohesi antara dasar pondasi dengan tanah pondasi, menurut Tabel 5.2 (t/m^2)
ϕ_B: Sudut geser antara dasar pondasi dengan tanah pondasi (dalam derajat), menurut Tabel 5.2
A': Luas pembebanan effektif. (m^2)
V: Beban vertikal (ton), tetapi gaya tekan ke atas harus dikurangkan pada nilai tersebut

Tabel 5.2 Sudut geser serta kohesi antara dasar pondasi dengan tanah pondasi.

Kondisi	Sudut geser (koeffisien geser tan ϕ_B)	Kohesi C_B
Tanah dengan beton	$\phi_B = \frac{2}{3}\phi$	$C_B = 0$
Batuan dengan beton	$\tan \phi_B = 0{,}6$	$C_B = 0$
Tanah dengan tanah atau batuan dengan batuan	$\phi_B = \phi$	$C_B = C$

Tetapi, ϕ: sudut geser dari tanah pendukung pondasi (derajat)
C: kohesi dari tanah pendukung pondasi (t/m^2)

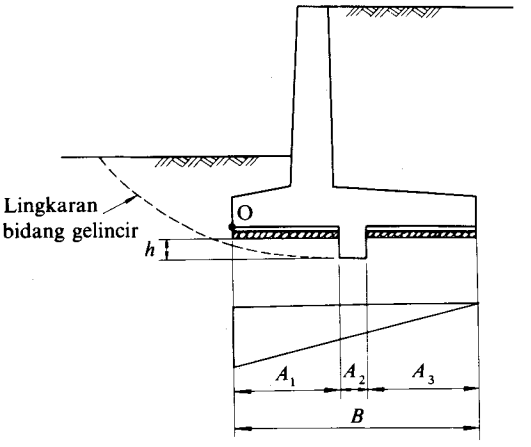
(b) Gaya penahan geser jika dibuat rusuk.

Untuk memperbesar perlawanan geser, seperti yang diperlihatkan pada Gbr. 5.11, rusuk dapat dibuat pada dasar pondasi. Rusuk ini harus benar-benar tertanam ke dalam tanah pendukung pondasi, sehingga gaya mendatar dapat disalurkan seluruhnya ke tanah pondasi. Tetapi bila tanah pondasi memiliki kohesi yang kecil, atau tanah pondasi berpasir yang memiliki sudut geser dalam yang kecil, perlawanan sebesar yang diharapkan tidak akan terjadi, meskipun dibuat rusuk.

(i) Gaya penahan geser (Menurut Gbr. 5.11):

$$H_u = (C \cdot A_1 + V_1 \cdot \tan \phi) + (V_2 + V_3) \tan \phi_B \tag{5.5}$$

Di sini, H_u: Gaya penahan geser jika terdapat rusuk (ton)
A': Luas pembebanan effektif (m^2)
A_1, A_2, A_3: Menurut Gbr. 5.11
V_1: Beban vertikal yang bekerja pada bagian A_1 (ton)
Didapat dari $V_1 = V \cdot A_1/A'$
V_2: Beban vertikal yang bekerja pada bagian A_2 (ton)
Didapat dari $V_2 = V \cdot A_2/A'$
V_3: Beban vertikal yang bekerja pada bagian A_3 (ton)



Gbr. 5.11 Rusuk kedalam tanah.

Didapat dari $V_3 = V \cdot A_3/A'$

ϕ: Sudut geser dalam dari tanah pondasi (derajat)

V, ϕ_B, C: Sama seperti pada persamaan (5.4)

(ii) Letak rusuk dan kedalaman yang diperlukan: Letak rusuk, seperti yang diperlihatkan pada Gbr. 5.11, seyogyanya diletakkan sedemikian rupa sehingga bidang gelincir berbentuk lingkaran yang ditarik dari ujung rusuk tidak memotong titik Ō. Dalam hal ini takkan timbul masalah bila dalamnya rusuk ditetapkan dalam batas-batas sebagai berikut:

$$0{,}10 \leqslant \frac{h}{B} \leqslant 0{,}15 \tag{5.6}$$

(iii) Gaya mendatar yang bekerja pada penonjolan: Rusuk ini direncanakan supaya mampu menahan gaya mendatar yang bekerja pada rusuk, yang dihitung berdasarkan persamaan sebagai berikut. Dalam hal ini, titik tangkap dari gaya mendatar dianggap terletak pada pertengahan dalamnya rusuk.

$$H_T = \{C \cdot A_1 + V_1 \cdot C(\tan\phi - \tan\phi_B) + V_2 \tan\phi_B\}/n_R \tag{5.7}$$

Di sini, H_T: Gaya mendatar yang bekerja pada rusuk (*ton*).

n_R: Faktor keamanan yang sebenarnya terhadap geser.

$n_R = H_u/H$

H adalah gaya mendatar yang bekerja pada dasar pondasi (*ton*).

Simbol lainnya, sama seperti pada persamaan (5.5).

5.3 Perencanaan Strukturil

5.3.1 Rencana Tumpuan

Gaya pada penampang yang timbul pada tumpuan pondasi telapak dapat dianalisa berdasarkan anggapan bahwa ia terdiri dari balok konsol (*cantilever*), balok di atas dua tumpuan (*simple beam*) dan balok menerus di atas banyak tumpuan (*continuous beam*).

Selain itu, biasanya tumpuan dianggap sebagai suatu kesatuan yang kaku (*rigid*) dan direncanakan berdasarkan besarnya reaksi tanah yang dihitung dari persamaan-

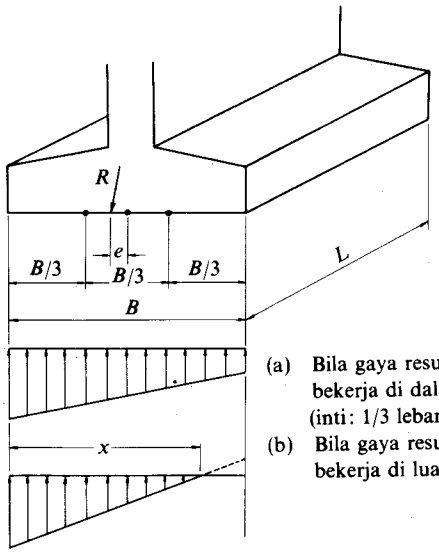
persamaan (5.8) dan (5.9), dengan mengabaikan perubahan bentuk dari tanah pendukung pondasi.

5.3.2 Besarnya Reaksi Tanah (Menurut Gbr. 5.12)

Dengan persamaan berikut ini, besarnya reaksi tanah yang dipakai untuk merencanakan tumpuan umumnya dibatasi dengan persamaan berikut ini, biasanya berdasarkan anggapan bahwa tanah pondasi merupakan suatu bahan yang elastis. Dalam hal ini, karena reaksi yang disebabkan oleh berat sendiri dan berat tanah di atas tumpuan juga termasuk dalam anggapan ini, maka gaya pada penampang tumpuan dihitung berdasarkan pengurangan bagian tersebut.

1) Jika titik tangkap gaya resultante terletak di dalam batas 1/3 dari tepi dasar masing-masing sisi (di dalam inti dari dasar pondasi):

$$\left.\begin{matrix} q_{\max} \\ q_{\min} \end{matrix}\right\} = \frac{V}{L \cdot B} \pm \frac{6M_B}{L \cdot B^2} = \frac{V}{L \cdot B}\left(1 \pm \frac{6e}{B}\right) \tag{5.8}$$



(a) Bila gaya resultante bekerja di dalam inti (inti: 1/3 lebar pondasi)
(b) Bila gaya resultante bekerja di luar inti

Gbr. 5.12 Reaksi Tanah.

2) Jika titik tangkap gaya resultante terletak di luar batas 1/3 dari tepi dasar masing-masing sisi (di luar inti dari dasar pondasi):

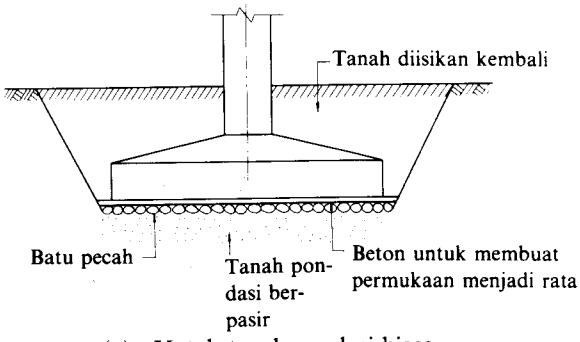
$$q_{\max} = \frac{2V}{L \cdot x} \tag{5.9}$$

Di sini, V: Beban vertikal yang bekerja pada dasar pondasi (*ton*)
M_B: Momen yang bekerja terhadap pusat dasar pondasi (*ton·meter*)
$M_B = V \cdot e$
e: Eksentrisitas pembebanan (*meter*)
x: Lebar manfaat dari kerja reaksi dasar pondasi (*meter*)
$x = 3(B/2 - e)$
B: Lebar pondasi (*meter*)
L: Panjang pondasi (*meter*)

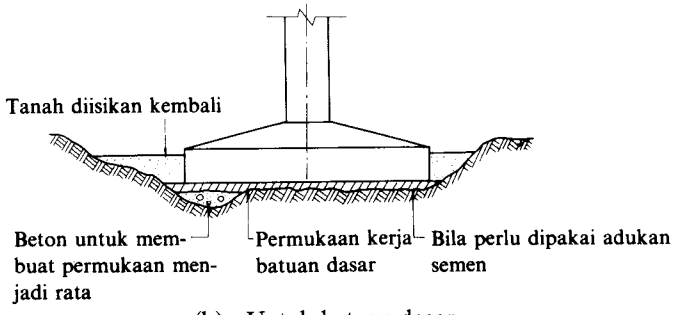
5.4 Pertimbangan Untuk Pelaksanaan Pekerjaan

Karena pada pondasi telapak beban disalurkan langsung dari dasar pondasi ke tanah pondasi, maka permukaan dasar harus dibuat rata sehingga beban dapat disalurkan secara merata pula. Setelah penggalian selesai dilakukan, biasanya tanah pondasi ditutup dengan batu pasang (*coble stones*) atau bahan hancuran yang dihasilkan oleh mesin pemecah batu, lalu dipadatkan baik-baik. Tinggi lapisan penutup yang telah dipadatkan ini biasanya antara 10 sampai 30 cm.

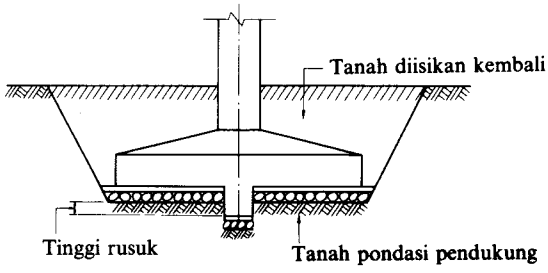
Selanjutnya, untuk mempersiapkan agar besi-besi penulangan tetap pada tempatnya, serta untuk menjaga agar pondasi tepat letaknya, suatu lapisan beton setebal kira-kira 10 cm dipasang di atas pasangan batu tersebut. Gagasan secara umum untuk pelaksanaan ini diperlihatkan dalam Gbr. 5.13. Pada prinsipnya, pekerjaan konstruksi untuk pondasi telapak ini harus dilakukan dalam keadaan kering.



(a) Untuk tanah pondasi biasa



(b) Untuk batuan dasar



(c) Bila digunakan rusuk

Gbr. 5.13 Bangunan pondasi.

6 | PONDASI TIANG

6.1 Umum

Pondasi tiang adalah suatu konstruksi pondasi yang mampu menahan gaya orthogonal ke sumbu tiang dengan jalan menyerap lenturan. Pondasi tiang dibuat menjadi satu kesatuan yang monolit dengan menyatukan pangkal tiang pancang yang terdapat di bawah konstuksi, dengan tumpuan pondasi. Perencanaan jenis tiang yang akan dipakai, ditentukan berdasarkan persamaan berikut ini.

(1) Tiang panjang: $l\sqrt[4]{\dfrac{k \cdot D}{4EI}} > 3$ (6.1)

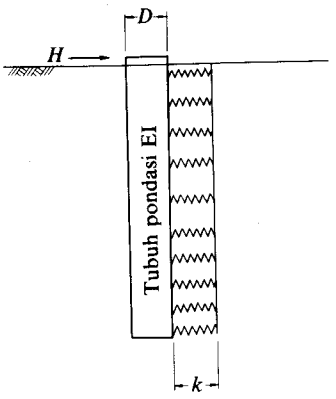
(2) Tiang pendek: $1 < l\sqrt[4]{\dfrac{k \cdot D}{4EI}} \leqslant 3$ (6.2)

(3) Kaison: $l\sqrt[4]{\dfrac{k \cdot D}{4EI}} \leqslant 1$ (6.3)

Di sini, l: Panjang tubuh pondasi yang tertanam di dalam tanah (cm)
k: Koeffisien reaksi tanah dalam arah melintang (kg/cm^3)
D: Diameter atau lebar tubuh pondasi (cm)
EI: Kekakuan lentur tubuh pondasi

Persamaan-persamaan (6.1)–(6.3) dimaksud untuk menentukan apakah akibat lenturan tubuh pondasi ataukah lendutan akibat rotasi yang lebih menentukan, tergantung pada kekakuan tubuh pondasi dan sifat elastis tanah pondasi, jika hal ini dimisalkan sebagai suatu harga tertentu k dalam arah melintang dan dibuat konstan untuk tubuh pondasi dan keliling tubuh pondasi, seperti yang diperlihatkan dalam Gbr. 6.1, dan gaya mendatar H bekerja pada kepala tiang. Persamaan (6.1) dipakai bila lendutan akibat lenturan oleh gaya orthogonal terhadap poros bersifat menentukan, yang menguatkan anggapan untuk menganggap pondasi sebagai suatu tiang. Sebaliknya, persamaan (6.3) dipakai bila lendutan akibat rotasi bersifat lebih menentukan, dan sebagai konsekuensi dari anggapan ini, walaupun tiang dipancang dengan cara pemancangan tiang yang biasa dilakukan, namun dalam perencanaan kita harus menganggapnya sebagai "*kaison.*"

Pada persamaan (6.2), pondasi memperlihatkan sifat-sifat antara tiang dengan kaison, sehingga uraiannya menjadi sedikit lebih sulit, sebagai suatu tiang yang mempunyai panjang yang tertentu. Alasan mengapa kita perlu membedakan tiang dengan kaison dalam perencanaan terutama adalah sebagai berikut ini. Dengan adanya tiang yang terbuat dari pipa baja yang besar, atau tiang PC (*prestressed concrete*) akhir-akhir ini, kekakuan tiang secara relatif bertambah besar, karena berbagai alasan sehubungan dengan panjang relatif dari dasar pondasi dan tubuh pondasi, dan sebagai hasilnya, suatu tiang yang hampir menyerupai kaison biasa, kini banyak dipakai. Hal ini dikarenakan sampai saat ini belum juga didapatkan disain yang sama untuk tiang dan kaison,



Gbr. 6.1 Kekakuan pondasi dan harga k dari tanah pondasi.

dan metode perencanaan suatu tiang dapat diubah, tergantung pada pemakaiannya, tiang ataukah kaison. Perencanaan yang terbaru untuk tiang, seperti yang telah diterangkan di atas, ditekankan pada fakta bahwa pada awal mula, jika perencanaan pondasi tiang akan dilakukan, anggaplah sebagai suatu tiang di mana kekakuan tiang dan sifat-sifat tanahnya ditentukan, lalu perencanaan dimulai.

6.2 Penggolongan Dan Penggunaan Pondasi Tiang

Pondasi tiang digolongkan berdasarkan kualitas materialnya, cara pelaksanaan, pemakaian bahan-bahan dan sebagainya.

Penggolongan berdasarkan kualitas material dan cara pembuatan, diperlihatkan dalam Tabel 6.1 dan penggolongan berdasarkan cara pelaksanaan di lapangan, diper-

Tabel 6.1 Jenis-jenis tiang.

Kualitas bahan	Nama tiang		Cara pembuatan	Bentuk
Tiang baja	Tiang pipa baja		Di sambung secara elektris, di arah datar, mengeliling	Bulat
	Tiang dengan flens lebar (Penampang H)		Diasah dalam keadaan panas, dilas	H
Tiang beton	Tiang beton Pracetak	Tiang beton bertulang pracetak	· Diaduk dengan gaya sentrifugal · Diaduk dengan penggetar	Bulat Segitiga Dan lain-lain
		Tiang beton prategang pracetak	· Sistim penarikan awal · Sistim penarikan akhir	Bulat
	Tiang yang dicor di tempat	Tiang alas Tiang beton Raymond	Sistim pemancangan	Bulat
		· Dengan menggoyangkan semua tabung pelindung. · Dengan membor tanah · Dengan pemutaran berlawanan arah · Dengan pondasi dalam	Sistim pemboran	

Tabel 6.2 Penggolongan tiang berdasarkan teknik pemasangannya.

lihatkan dalam Tabel 6.2. Pemakaian tiang pancang telah dikenal sejak dahulu, dan walaupun akhir-akhir ini banyak kesulitan yang diakibatkan oleh segi konstruksi yang tidak "murni" lagi, diharapkan dengan cara yang sama dan menyeluruh, dan dapat memberikan rasa aman sebagai suatu tiang pondasi.

Berikut ini adalah cara lain dari pemancangan tiang, yang disebut sebagai cara-cara penimbunan tiang. Cara pengeborannya, yaitu dengan membor tanah sebelumnya, lalu tiang dimasukkan ke dalamnya dan ditimbuni tanah kembali; Cara pengeboran pada sumbu tiang, di mana tiang ditanamkan dengan mengeluarkan tanah dari bagian dalam tiang; Cara pemancangan dengan tekanan, di mana tiang dipancangkan ke dalam tanah dengan memberikan tekanan pada tiang; Cara pemancaran, di mana tanah pondasi "diganggu" dengan semburan air yang keluar dari ujung serta keliling tiang, sehingga tiang dapat dipancangkan ke dalam tanah.

Cara pengecoran tiang di tempat (*cast in place*) adalah suatu cara di mana tiang dicetak menurut lubang pada tanah yang berbentuk seperti tiang, kemudian ke dalam lubang ini dituangkan adukan beton. Cara pengeboran tanah yang biasa dilakukan adalah dinding lubang pengeboran tidak diberi perlindungan sama sekali. Ada pula suatu cara pengeboran dengan menggunakan alat pembor yang berputar bolak balik, tetapi dinding lubang dijaga agar tidak runtuh dengan memakai tekanan hidrostatis. Juga cara BENOTO, di mana sebelum pengeboran dilakukan, sebuah pipa (*casing*) dimasukkan dengan maksud untuk melindungi dinding lubang.

Selanjutnya, ada cara PIP yang baru-baru ini diperkenalkan, yaitu dengan alat pembor yang dapat menyingkirkan tanah, sekaligus sambil menuangkan adukan beton, dan dinding lubang dijaga supaya tidak runtuh sehingga adukan tersebut akan berbentuk tiang setelah ia mengeras. Cara MIP adalah suatu cara di mana suatu tanah pondasi dicampur dengan adukan beton, agar membentuk suatu tiang di dalam tanah.

Ada berbagai cara pada konstruksi tiang ini, seperti apa yang diterangkan di atas, tetapi jelas ada pula hambatan-hambatan atau pembatasan dalam pemakaian dan macam tiang yang akan dipergunakan. Hambatan-hambatan itu terutama disebabkan oleh kondisi tanah pondasi, yaitu kedalaman dan tebal lapisan pendukung, ketebalan

Tabel 6.3 Keuntungan dan kerugian menurut teknik pemasangan tiang.

	Tiang pancang	Tiang yang dicor di tempat
Keuntungan	(1) Karena tiang dibuat di pabrik dan pemeriksaan kualitas ketat, hasilnya lebih dapat diandalkan. Lebih-Lebih karena pemeriksaan dapat dilakukan setiap saat	(1) Karena getaran dan keriuhan pada saat melaksanakan pekerjaan sangat kecil, cocok untuk pekerjaan pada daerah yang padat penduduknya
	(2) Kecepatan pemancangan, besar. Terutama untuk tiang baja, bahkan walaupun lapisan antara cukup keras, masih dapat ditembus, sehingga pemancangan ke lapisan pendukung dapat dilakukan	(2) Karena tanpa sambungan, dapat dibuat tiang yang lurus dengan diameter besar, juga untuk tiang yang lebih panjang. Lebih jauh, panjang tiang dapat ditetapkan dengan mudah
	(3) Persediaan yang cukup banyak di pabrik, sehingga mudah memperoleh tiang ini, kecuali jika diperlukan tiang dengan ukuran khusus. Di samping itu, bahkan untuk pekerjaan pemancangan yang kecil, biayanya tetap rendah	(3) Diameter biasanya lebih besar dari pada tiang pracetak, dan daya dukung setiap tiang juga lebih besar, sehingga tumpuan dapat dibuat lebih kecil
	(4) Daya dukung dapat diperkirakan berdasarkan rumus tiang pancang, sehingga mempermudah pengawasan pekerjaan konstruksi	(4) Selain cara pemboran dalam arah berlawanan dengan putaran jarum jam, tanah galian dapat diamati secara langsung dan sifat-sifat tanah pada lapisan antara atau pada tanah pendukung pondasi dapat langsung diketahui
	(5) Cara penumbukan sangat cocok untuk mempertahankan daya dukung vertikal	(5) Pengaruh jelek terhadap bangunan di dekatnya cukup kecil
Kerugian	(1) Karena dalam pelaksanaannya menimbulkan getaran dan kegaduhan, maka pada daerah yang berpenduduk padat di kota dan desa, akan menimbulkan masalah di sekitarnya.	(1) Dalam banyak hal, beton dari tubuh tiang diletakkan di bawah air dan kualitasnya setelah selesai lebih rendah dari tiang-tiang precetak. Di samping itu, pemeriksaan kualitas hanya dapat dilakukan secara tidak langsung.
	(2) Untuk tiang yang panjang, diperlukan persiapan penyambungan. Bila pekerjaan penyambungan tidak baik, akibatnya sangat merugikan.	(2) Ketika beton dituangkan, dikuatirkan adukan beton akan bercampur dengan runtuhan tanah, oleh karena itu beton harus segera dituangkan dengan seksama setelah penggalian dilakukan.
	(3) Bila pekerjaan tidak dilaksanakan dengan baik tiang cepat hancur.	(3) Walaupun penetrasi sampai ke tanah pendukung pondasi dianggap telah terpenuhi, kadang-kadang terjadi bahwa tiang pendukung kurang sempurna karena adanya lumpur yang bertimbun di dasar.
	(4) Bila pemancangan tak dapat dihentikan pada kedalaman yang telah ditentukan, diperlukan perbaikan khusus.	(4) Karena diameter tiang cukup besar dan memerlukan banyak beton, untuk pekerjaan yang kecil mengakibatkan biayanya sangat melonjak.
	(5) Karena tempat penampungan di lapangan dalam banyak hal mutlak diperlukan, maka harus disediakan tempat yang cukup luas.	(5) Karena pada cara pemasangan tiang yang diputar berlawanan arah putaran jarum jam dipakai air, maka lapangan akan menjadi kotor, lagi pula untuk setiap cara perlu dipikirkan bagaimana menangani tanah yang telah digali.
	(6) Untuk tiang-tiang beton, tiang-tiang dengan diameter yang besar, akan berat dan sulit dalam pengangkutan atau pemasangannya. Lebih lanjut, diperlukan juga mesin pemancang yang besar.	
	(7) Untuk tiang-tiang pipa baja, diperlukan tiang yang tahan korosi.	

Tabel 6.4 Diagram pemeriksaan pondasi tiang.

Kondisi \ Klasifikasi		Tiang pancang			Tiang yang dicor di tempat			
		Beton bertulang	Beton pratekan	Pipa baja	BENOTO	Melawan arah putaran jarum jam	Pemboran tanah	pondasi dalam
Patokan perincian	Diameter tiang (cm)	30–40	35–50	50–80	100–120	100–150	100–120	200–300
	Dalamnya pemancangan (m)	10–20	12–25	25–50	25–35	30–50	15–25	10–25
	Daya dukung yang diizinkan (t)	20–30	35–90	100–160	200–250	200–250	150–180	300–800
Sistim pendukungan	Tiang pendukung	○	○	○	○	○	○	○
	Tiang pendukung tdk sempurna	○	○	△	○	○	○	○
	Tiang geser	○	△	△	×	×	×	×
Kedalaman lapisan pendukung (m)	0–5	△	△	△	×	×	×	△
	5–10	○	○	△	△	△	△	○
	10–20	○	○	△	○	○	○	○
	20–30	△	△	○	○	○	○	△
	30–60	×	×	○	△	○	△	×
Kondisi permukaan lapisan pendukung	Lereng (lebih dari ± 30°)	△	△	○	○	△	△	○
	Tidak rata	△	△	○	○	○	○	○
Kondisi lapisan antara	Lapisan tanah $N = 4–10$	△	○	○	○	○	○	○
	kohesif (tebal $N = 10–20$	×	△	○	○	○	○	○
	lebih dari 5 m) $N > 20$	×	×	×	○	○	○	○
	Lap tanah berpa- $N = 15–30$	△	○	○	○	○	○	○
	sir (tebal lebih $N = 30–50$	×	△	○	○	○	△	○
	5 m) $N > 50$	×	×	△	○	○	△	○
	Bila lapisan pasir halus lepas dengan kohesi yang kecil, tipis	○	○	○	△	△	△	×
	Ukuran kerikil < 10	△	△	○	○	○	△	○
	dan batu pecah 10–30	×	×	△	△	×	×	○
	(cm) > 30	×	×	×	△	×	×	○
Air tanah	Muka air tak mungkin turun	○	○	○	○	○	○	×
	Batas air tanah antara 0–2 m	○	○	○	△	△	△	×
	Aliran air tanah 0,3 m detik	○	○	○	×	×	×	×
Kondisi permukaan tanah	Lereng (lebih dari 10°)	△	△	△	△	△	△	○
	Tidak rata	△	△	△	△	△	△	○
	Tanah kohesif yang lembek $N < 2$	△	△	△	△	△	△	△
	Tanah berpasir lepas yang jenuh $N < 10$	△	△	△	△	△	△	△
Lingkungan	Pelaksanaan pada tempat bawah tanah yang mengandung gas beracun	○	○	○	△	○	△	×
	Pemasangan di atas muka air	○	○	○	△	○	△	×
	Suara, getaran	×	×	×	△	△	△	○
	Mempengaruhi bangunan sekitarnya	×	×	△	○	○	○	△
	Bila ruang kerja sempit	×	×	△	×	△	×	○

Catatan: Tanda lingkaran . . . . dapat dilakukan, tanda segitiga . . . pelaksanaannya tergantung pada keadaan
Tanda silang . . . . . tidak dapat dilakukan
Standard kekuatan lapisan pendukung; tanah berpasir $N \geqq 30$ tanah kohesif $N \geqq 20$

dan kekerasan lapisan antara, muka air tanah, dan lain-lainnya.

Selanjutnya, akhir-akhir ini kondisi lingkungan juga begitu mempengaruhi, sehingga suara, getaran, dan pengaruh bangunan yang berdekatan menjadi faktor yang sangat penting dalam pemilihan konstruksi tiang yang akan dipakai, sebelum memperkirakan ekonomis dari pondasi tersebut.

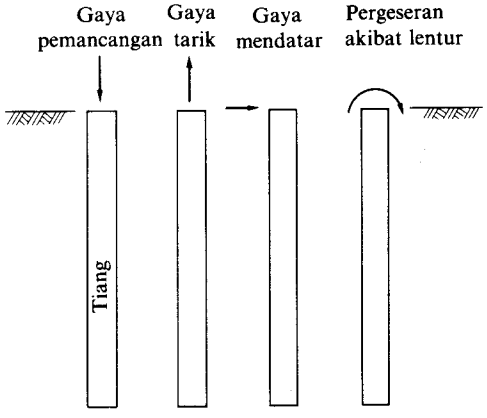
Tabel 6.3 memperlihatkan keuntungan dan kerugian tiang pancang dibandingkan dengan tiang yang dicor di tempat, dan Tabel 6.4 merupakan patokan ikhtisar untuk memilih jenis tiang berdasarkan pertimbangan ekonomis dari segi perencanaan dan sifat-sifat dari setiap cara pemancangan tiang.

6.3 Perencanaan

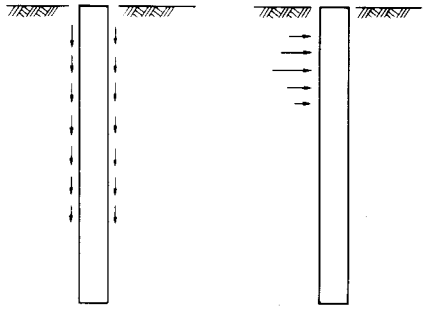
6.3.1 Dasar-dasar Perencanaan

Pada tiang, umumnya gaya longitudinal (gaya tekan pemancangan maupun gaya tariknya), dan gaya orthogonal terhadap batang (gaya horizontal pada tiang tegak) dan momen lentur yang bekerja pada ujung tiang, seperti gaya luar yang bekerja pada keliling tiang selain dari kepala tiang seperti yang diperlihatkan dalam Gbr. 6.3, pondasi tiang harus direncanakan sedemikian rupa sehingga daya dukung tanah pondasi, tegangan pada tiang dan pergeseran kepala tiang akan lebih kecil dari batas-batas yang diizinkan.

Gaya luar yang bekerja pada kepala tiang seperti yang terlihat pada Gbr. 6.2 adalah berat sendiri bangunan di atasnya, beban hidup, tekanan tanah, dan tekanan air dan gaya luar yang bekerja langsung pada tubuh tiang seperti yang diperlihatkan pada Gbr. 6.3 adalah berat sendiri tiang dan gaya gesekan negatif pada tubuh tiang dalam arah vertikal, dan gaya mendatar akibat getaran ketika tiang tersebut melentur dalam arah mendatar.



Gbr. 6.2 Beban yang bekerja pada kepala tiang.



Gbr. 6.3 Gaya yang bekerja pada tubuh tiang.

Sebaliknya, bagi beban yang disalurkan dari tiang pondasi ke tanah pondasi, sama sekali tidak menimbulkan masalah, bila beban untuk kedua arah, yaitu vertikal dan horizontal akan diperhitungkan. Dalam hal ini umumnya perencanaan dibuat berdasarkan anggapan bahwa beban-beban tersebut semuanya didukung oleh tiang.

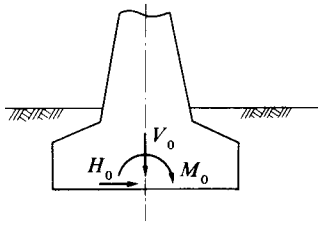
Pada waktu melakukan perencanaan, umumnya diperkirakan pengaturan tiangnya terlebih dahulu. Dalam hal ini, jarak minimum untuk tiang biasanya diambil 2,5 kali dari diameter tiang. Waktu menentukan susunan tiang ini dibuat seperti yang telah disebutkan di atas, agar mampu menahan beban tetap selama mungkin, hal ini juga berguna untuk mencegah berbagai kesulitan, misalnya perbedaan penurunan (*differential settlement*) yang tidak terduga.

Sebagai tambahan, hal-hal ini seyogyanya diperhatikan benar-benar; Tiang-tiang yang berbeda kualitas bahannya atau tiang yang memiliki diameter berbeda, tidak boleh dipakai untuk pondasi yang sama; tiang diagonal dipakai pada tanah pondasi, jika diperkirakan akan terjadi penurunan (*settlement*) akibat pemampatan (*consolidation*); tiang yang dipakai untuk kepala jembatan (*abutment*) pada lapisan tanah lembek menderita beban eksentris tak bergerak, sehingga harus direncanakan dengan teliti. Hal-hal yang seperti itulah yang harus diperhitungkan dalam perencanaan.

6.3.2 Perincian Perencanaan

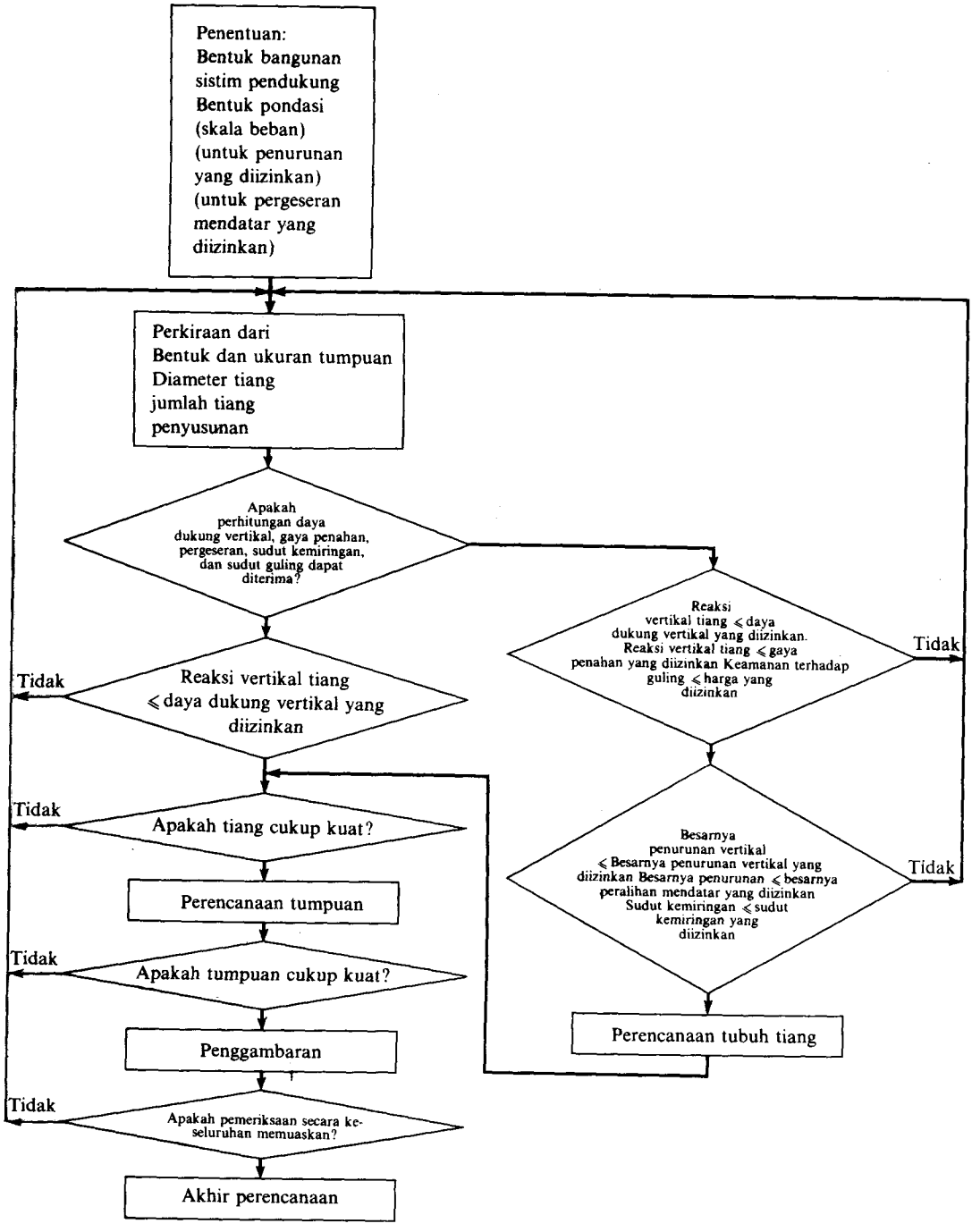
Perencanaan pondasi tiang biasanya dilaksanakan sesuai dengan prosedur berikut ini.

1) Mula-mula, setelah dilakukan pemeriksaan tanah di bawah permukaan, penyelidikan di sekelilingnya, dan penyelidikan terhadap bangunan di sekitar letak pondasi tiang, maka diameter, jenis dan panjang tiang dapat diperkirakan. Dalam hal ini, kondisi konstruksi tiang merupakan faktor penting dalam menentukan jenis tiang. Panjang tiang dengan mudah dapat diperkirakan dari hasil penyelidikan tanah pada log bor.
2) Kemudian dihitung daya dukung (*bearing capacity*) yang diizinkan untuk satu tiang. Bagi kondisi pembebanan, daya dukung seyogyanya diperiksa untuk peristiwa biasa maupun pada waktu gempa, tetapi bagi daerah yang bebas gempa, pemeriksaan pada waktu gempa ini tidak diperlukan. Perlu ditambahkan bahwa daya dukung (*bearing capacity*) yang diizinkan bisa didapat dengan memperhatikan ketiga macam arah gaya tekan atau gaya tarik tiang pada arah tegak dan arah mendatar.
3) Bila daya dukung yang diizinkan untuk satu tiang sudah diperkirakan, maka daya dukung yang diizinkan untuk seluruh tiang harus diperiksa. Harga akhir akibat gabungan tiang ini atau gaya gesekan dinding tiang merupakan daya dukung yang diizinkan untuk pondasi tiang.
4) Berikutnya, dihitung reaksi yang didistribusikan ke setiap kepala tiang. Juga ditetapkan banyaknya tiang secara tepat. Hal ini berarti bahwa beban V_0, H_0, M_0 (Gbr. 6.4) bekerja pada kelompok tiang itu sebagai suatu kesatuan, yang dapat dihitung dengan mengadakan perkiraan tentang tumpuannya dan bagaimana pembagiannya ke masing-masing tiang. Berdasarkan pada susunan dan jumlah tiang yang diperkirakan semula, beban-beban yang bekerja pada masing-masing tiang dapat dihitung dan kemudian dapat diperiksa apakah beban ini masih termasuk dalam batas daya dukung yang diperkenankan, yang diberikan dalam no 3 di atas. Bila hasilnya melampaui daya dukung yang diizinkan, perkiraan tentang diameter, jumlah tiang dan susunan tiang harus diganti, juga mengenai tumpuan yang diperkirakan dan lain-lain, sedang V_0, H_0, M_0 harus dihitung kembali berdasarkan perhitungan reaksi kepala tiang yang telah diganti tersebut.
5) Setelah beban pada kepala tiang dihitung, pembagian (*distribution*) momen lentur atau gaya geser pada tiang dalam arah vertikal dapat dicari, lalu pengecekan yang lebih mendetail pada bagian-bagian tiang dapat dilakukan. Karena jenis dan diameter tiang telah ditetapkan sebelumnya, bagi tiang yang terbuat dari pipa baja, yang perlu dihitung adalah ketebalan platnya; bagi tiang yang terbuat dari beton, yang perlu dihitung adalah banyaknya beton yang diperlukan;



Gbr. 6.4 Gaya yang bekerja pada dasar tumpuan.

MILIK
Badan Perpustakaan
Propinsi Jawa Timur



Gbr. 6.5 Contoh prosedur perencanaan pondasi tiang (Standar perencanaan bangunan, Jawatan Kereta Api Jepang).

dan bagi tiang beton pratekan (*prestressed concrete*) yang perlu dihitung adalah mutu beton pratekannya atau banyaknya kabel baja yang diperlukan. Dalam hal ini, bila diameter atau jenis tiang yang diperkirakan ternyata tidak memenuhi harga yang diperkenankan, anggapan tentang jenis dan diameter tiang yang diperkirakan harus diubah dan dihitung kembali.

6) Jika detail perencanaan tubuh tiang telah selesai, tumpuan harus diperiksa berdasarkan reaksi pada kepala tiang.
7) Hal-hal yang berkenaan dengan bangunan yang khusus, misalnya pengerjaan (*treatment*) kepala tiang atau pemakaian alat penghubung (*coupling*) dapat ditentukan selanjutnya.

Urutan pekerjaan perencanaan di atas digambarkan dengan diagram pelaksanaan (*flow chart*) pada Gbr. 6.5.

6.4 Daya Dukung Tiang Yang Diijinkan

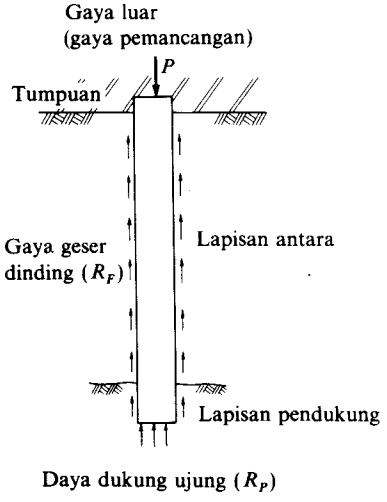
6.4.1 Daya Dukung Vertikal Yang Diijinkan

Daya dukung tiang pada tanah pondasi umumnya diperoleh dari jumlah daya dukung terpusat tiang dan tahanan geser pada dinding tiang seperti diperlihatkan dalam Gbr. 6.6, dan besarnya daya dukung yang diizinkan R_a diperoleh dari persamaan sebagai berikut:

$$R_a = \frac{1}{n} R_u = \frac{1}{n}(R_P + R_F) \tag{6.4}$$

Di sini, n: Faktor keamanan, biasanya dipakai angka-angka dalam Tabel 6.5
R_u: Daya dukung batas pada tanah pondasi (ton)
R_P: Daya dukung terpusat tiang (ton)
R_F: Gaya geser dinding tiang (ton)

Untuk memperkirakan daya dukung batas R_u ada suatu cara di mana perkiraan dihitung berdasarkan data-data penyelidikan lapisan di bawah permukaan tanah atau penyelidikan tanah (berdasarkan rumus statika) dan suatu cara di mana perkiraan dilakukan dengan test pembebanan (*loading test*) pada tiang. Cara yang terakhir ini, yaitu dengan test pembebanan memerlukan pertimbangan biaya dan waktu, dan



Gbr. 6.6 Mekanisme daya dukung tiang.

Tabel 6.5 Faktor keamanan.

	Jembatan jalan raya		Jembatan kereta api	Konstruksi pelabuhan	
	Tiang pendukung	Tiang geser	—	Tiang pendukung	Tiang geser
Beban tetap	3	4	3	Lebih besar dari 2,5	
Beban tetap + Beban sementara	—	—	2	—	
Waktu gempa	2	3	1,5 (1,2)	Lebih besar dari 1,5	Lebih besar dari 2,0

Angka dalam tanda kurung: Bila beban kereta api diperhitungkan

tidak dipakai secara luas, kecuali untuk pekerjaan konstruksi yang besar. Secara praktis perkiraan ini berdasarkan rumus yang diajukan oleh Terzaghi ataupun Maeyerhof, atau dari rumus empiris yang diperoleh sebagai hasil pengikhtisaran dari data-data test pembebanan. Sebagai contoh, diambil rumus untuk jalan raya di Jepang sebagai berikut ini:

—Jika berat sendiri (*dead weight*) tiang, cukup besar, misalnya tiang yang dicor di tempat (*cast in place*):

$$R_a = \frac{1}{n}(R_u - W_s) + W_s - W \tag{6.5}$$

—Jika berat sendiri tiang, misalnya tiang pracetak yang berdiameter kecil, dapat diabaikan:

$$R_a = \frac{1}{n}R_u \tag{6.5}$$

$$R_u = q_d \cdot A + U \cdot \Sigma l_i \cdot f_i \tag{6.6}$$

Di sini, R_a, R_u dan n adalah besaran yang sama seperti di atas.

W_s: Berat effektif tanah yang dipindahkan oleh tiang (ton)

W: Berat effektif tiang dan tanah di dalam tiang (ton)

q_d: Daya dukung terpusat tiang (ton)

A: Luas ujung tiang (m^2)

U: Panjang keliling tiang (m)

l_i: Tebal lapisan tanah dengan memperhitungkan geseran dinding tiang

f_i: Besarnya gaya geser maksimum dari lapisan tanah dengan memperhitungkan geseran dinding tiang (ton/m^2)

Perkiraan satuan (*unit*) daya dukung terpusat q_d diperoleh dari hubungan antara L/D pada Gbr. 6.7 dan q_d/N. L adalah panjang ekivalen penetrasi pada lapisan pendukung dan diperoleh dari Gbr. 6.8. D adalah diameter tiang, $\bar{N}$ adalah harga rata-rata N pada ujung tiang, yang didasarkan pada persamaan berikut ini:

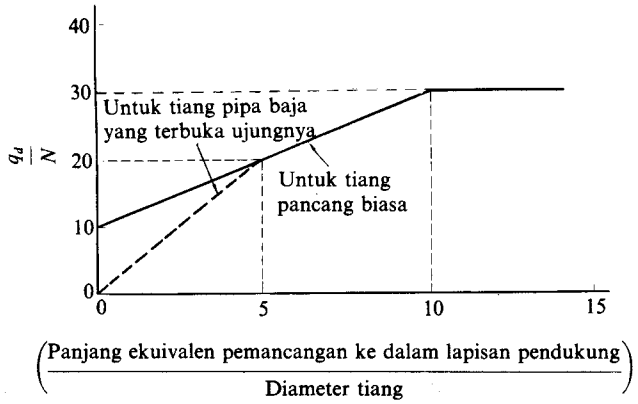
$$\bar{N} = \frac{N_1 + \bar{N}_2}{2} \tag{6.7}$$

Di sini, $\bar{N}$: Harga N rata-rata untuk perencanaan tanah pondasi pada ujung tiang

N_1: Harga N pada ujung tiang

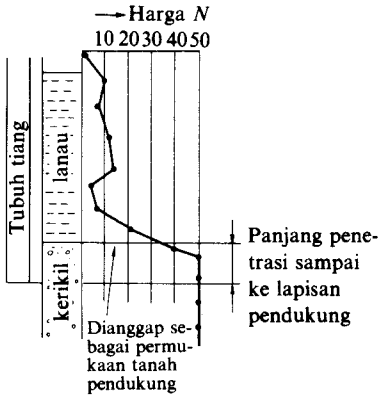
$\bar{N}_2$: Harga rata-rata N pada jarak $4D$ dari ujung tiang

Untuk tiang yang dicor di tempat (*cast in place*), q_d diambil/diperkirakan dari

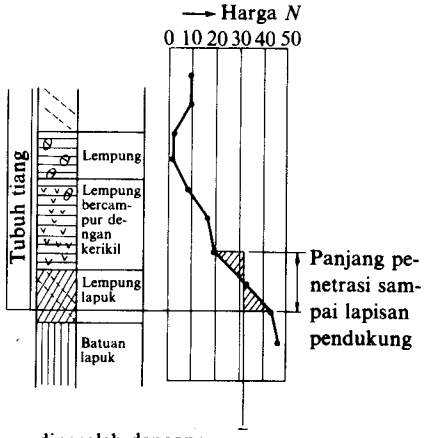


Gbr. 6.7 Diagram perhitungan dari intensitas daya dukung ultimate tanah pondasi pada ujung tiang.

(a) Bila tanah pendukung dianggap "bersih"



(b) Bila lapisan antara dan lapisan pendukung dianggap "tidak bersih"



(1) Harga N rencana dari tanah pondasi pada ujung tiang diperoleh dengan:

$$\bar{N} = \frac{N_1 + \bar{N}_2}{2} \quad (\bar{N} \leqq 40)$$

N_1: Harga N pada ujung tiang

$\bar{N}_2$: Harga rata-rata pada jarak $4D$ dari ujung tiang

(2) Jarak dari titik di mana sebagian daerahnya sesuai dengan diagram distribusi harga N dari tanah pondasi dan garis N (bagian yang diarsir pada gambar) adalah sama untuk ujung tiang dan dianggap sebagai panjang penetrasi

(*Catatan*) Harga N rencana diperoleh dengan cara yang sama seperti (b)

(*Keterangan*) Dalam menentukan panjang ekuivalen penetrasi sampai ke lapisan pendukung, tidak hanya distribusi harga N, tetapi tekstur tanah pada log bor juga harus benar-benar dipelajari untuk memilih antara diagram (a) dan (b) di atas

Gbr. 6.8 Cara menentukan panjang ekuivalen penetrasi sampai ke lapisan pendukung.

Tabel 6.6 Tabel perkiraan q_d untuk tiang yang dicor di tempat. (Satuan: t/m²)

Intensitas daya dukung ultimate pada ujung tiang (q_d)	Lapisan kerikil[1)]	$N \geqq 50$ $50 > N \geqq 40$ $40 > N \geqq 30$	750 525 300
	Lapisan berpasir[1)]	$N \geqq 30$	300
	Lapisan lempung keras	$3q_u$[2)]	

1) Perbedaan antara lapisan kerikil dengan lapisan berpasir dapat dipertimbangkan berdasarkan hasil penyelidikan pada sejumlah kecil tanah tersebut. Lapisan berpasir yang bercampur dengan kerikil dianggap sama dengan lapisan berpasir tanpa kerikil. Harga N diperoleh dari penyelidikan

2) Pada lapisan lempung keras, intensitas daya dukung ditetapkan berkenaan dengan "Kriteria perencanaan pondasi kaison q_u adalah kekuatan geser unconfined (t/m²)

Tabel 6.7 Intensitas gaya geser dinding tiang.

(Satuan: t/m²)

Jenis tanah pondasi \ Jenis tiang	Tiang pracetak	Tiang yang dicor di tempat
Tanah berpasir	$\frac{N}{5}$ ($\leqq 10$)	$\frac{N}{2}$ ($\leqq 12$)
Tanah kohesif	c atau N ($\leqq 12$)	$\frac{c}{2}$ atau $\frac{N}{2}$ ($\leqq 12$)

Tabel 6.6 dengan mengabaikan perbandingan dalamnya (*depth ratio*) lapisan tanah pendukung dan memperhitungkan kemungkinan untuk dilaksanakannya (*consideration of workability*).

Besarnya gaya geser maksimum dinding f_i diperkirakan dari Tabel 6.7 sesuai dengan macam tiang dan sifat tanah pondasi. c dalam Tabel 6.7 adalah kohesi tanah pondasi di sekitar tiang dan dianggap sebesar 0,5 kali q_u (kekuatan geser unconfined/*unconfined compression strength*).

Contoh perhitungan untuk keadaan seperti yang diperlihatkan dalam Gbr. 6.9 adalah sebagai berikut:

Anggaplah bahwa tiang berupa tiang pipa baja (tiang dengan ujung terbuka, berdiameter $D = 80$ cm), daya dukung yang diizinkan (*allowable bearing capacity*) pada arah vertikal pada tanah pondasi akan dihitung.

(*1*) *Bagaimana mencari panjang ekivalen dari penetrasi tiang:*

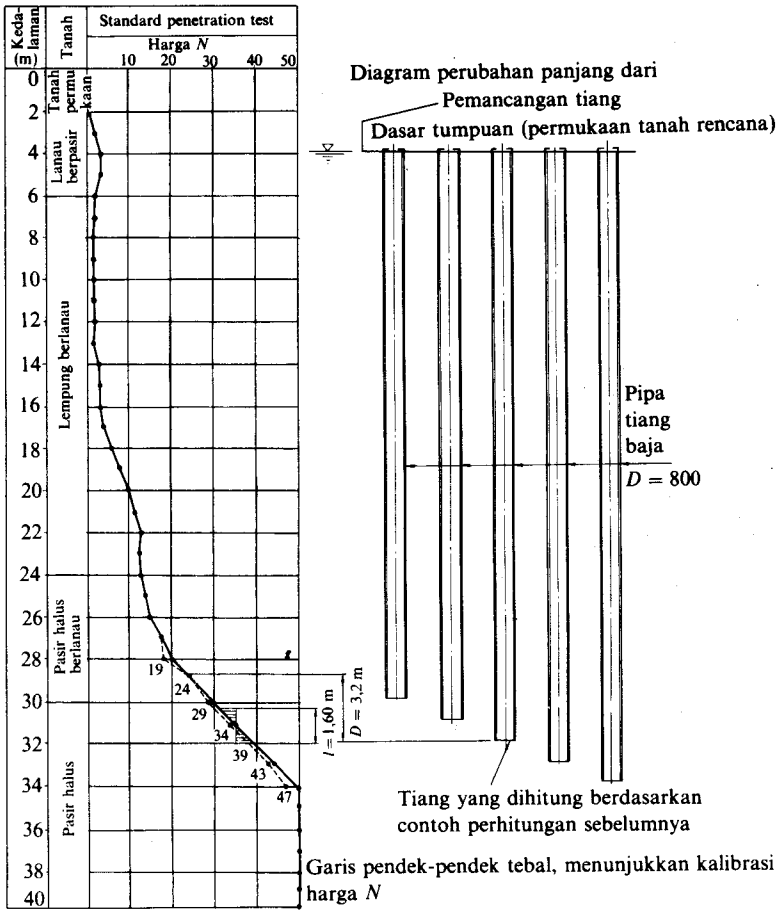
(i) Harga N pada ujung tiang $N_1 = 39$.

(ii) Harga N rata-rata pada jarak $4D$ dari ujung tiang.

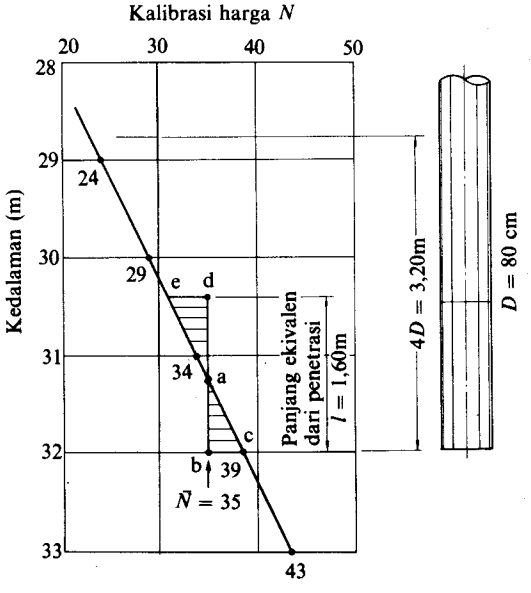
$$\bar{N}_2 = \frac{24 + 29 + 34 + 39}{4} = 31{,}5$$

(iii) $$\bar{N} = \frac{N_1 + \bar{N}_2}{2} \fallingdotseq 35$$

(iv) Letak d menjadikan luas Δabc sama dengan luas Δade, dapat dilihat pada



Gbr. 6.9 Ciri-ciri geologis dan posisi tiang.



Gbr. 6.10 Kalibrasi harga *N*.

Gbr. 6.10. Panjang ekivalen penetrasi adalah $\overline{bd}$ dan $l = 1{,}6$ m.

(*2*) *Daya dukung pada ujung tiang:* Karena tiang dari pipa baja pada umumnya mempunyai ujung yang terbuka, dipakai garis titik-titik pada Gbr. 6.7.

$$l/D = \frac{1{,}6}{0{,}8} = 2{,}0$$

$$\frac{q_d}{\overline{N}} = 8$$

$$q_d = 8\overline{N} = 8 \times 35 = 280 \text{ ton/m}^2$$

$$q_d \cdot A = 280 \times \frac{\pi D^2}{4} = 140 \text{ ton}$$

(*3*) *Gaya geser maksimum dinding tiang:* Harga rata-rata N bagi lapisan-lapisan tanah didapat dari Gbr. 6.9 dan f_i yang sesuai dengan harga rata-rata N dapat diperoleh dengan melihat pada Tabel 6.7. Dari Tabel 6.8, l_i dan f_i dapat diketahui. Selanjutnya gaya geser maksimum dinding tiang dapat diperkirakan sebagai berikut:

$$U \Sigma l_i \cdot f_i = 3{,}14 \times 0{,}8 \times 140{,}2 \fallingdotseq 352 \text{ ton}$$

(*4*) *Daya dukung ultimate:*

$$R_u = q_d \cdot A + U \Sigma l_i \cdot f_i = 140 + 352 = 492 \text{ ton}$$

(*5*) *Daya dukung yang diijinkan:*

Waktu normal, $R_a = \frac{R_u}{n} = \frac{492}{3} \fallingdotseq 164$ ton

Tabel 6.8 Gaya geser pada keliling permukaan tiang, digolongkan menurut lapisan tanah.

Kedalaman	Ketebalan lapisan l_i (m)	Tanah	Harga rata-rata N	f_i (t/m^2)	$l_i f_i$ (t/m)
4,0–6,0	2,0	Lanau berpasir	3,3	3,3	6,6
6,0–24,0	18,0	Lempung berlanau	5,4	5,4	97,2
24,0–30,0	6,0	Pasir halus berlanau	19	3,8	22,8
30,0–32,0	2,0	Pasir halus	34	6,8	13,6
Σ	28,0	—	—	—	140,2

6.4.2 Gaya Tarik (*Pull out force*) Yang Diijinkan

Gaya tarik tiang yang diizinkan adalah suatu harga yang diperoleh dengan membagi, gaya tarik maksimum sebuah tiang dengan suatu faktor keamanan (*safety factor*) tertentu (sebagai contoh, untuk jembatan jalan raya di Jepang, waktu normal, $n = 6$). Gaya tarik yang diizinkan ini dibatasi oleh gaya penahan tarikan dari tanah pondasi dan tegangan pada tubuh tiang (tegangan tarik/*tensile stress*). Di samping itu, kadang-

kadang diperlukan penyelidikan dalam hal sekelompok tiang sebagai suatu keseluruhan, tertarik ke atas. Pada saat gaya tarik bekerja pada tiang, maka pergeseran (*displacement*) dan gaya pada tanah pondasi akan mengarah ke atas. Akibat gaya ke atas ini, maka tegangan effektif dinding tiang pada tanah akan berkurang dan tanah pondasi cenderung menjadi "lepas" (*loose*). Selanjutnya, dengan meningkatnya displacement, luas bidang sentuh dinding tiang dengan tanah akan berkurang. Sebab itu, berbeda dengan gaya pancang tiang (*press driving force*), gaya tarik tiang menimbulkan pengaruh besar yang mengenai hasil test atas gaya tarik ini yang terjadi setelah beberapa waktu kemudian. Berdasarkan masalah tersebut, maka penyusunan tiang dilakukan sedemikian rupa sehingga secara umum tidak terjadi gaya tarik, atau disainnya direncanakan sedemikian rupa sehingga stabilitas pondasi tiang sebagai suatu keseluruhan dapat terjamin, bahkan bila tetap terjadi gaya tarik pada tiang, maka gaya tarik ini masih dapat diabaikan.

Jika gaya tarik ultimate diperkirakan berdasarkan perhitungan, maka besarnya gaya geser dinding yang maksimum untuk daya dukung vertikal dapat dipakai, seperti yang telah disebutkan dalam bab sebelumnya.

6.4.3 Daya Dukung Mendatar Yang Diijinkan

Jika tiang dengan ukuran panjang yang biasa, tiang yang dapat digolongkan sebagai tiang dengan panjang yang terhingga berdasarkan persamaan (6.1) menahan gaya mendatar, maka keruntuhan (*collapse*) tanah pondasi akan terjadi berturut-turut mulai dari permukaan tanah pondasi, dan pergeseran akan meningkat sesuai dengan besarnya beban. Namun secara umum dapat dikatakan bahwa dalam banyak hal, belum pernah ditemukan titik retak yang jelas.

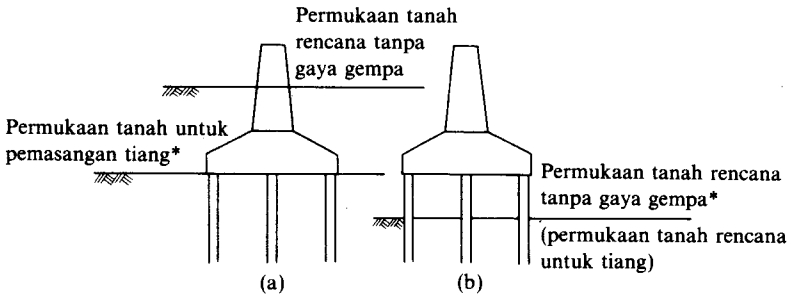
Selanjutnya untuk mengamati gaya penahan mendatar pada tiang dipakai suatu cara untuk menentukan daya dukung yang diizinkan berdasarkan tegangan di dalam tubuh tiang dan besarnya pergeseran pada kepala tiang. Pada cara ini tiang dihitung sebagai suatu gelegar di atas pondasi yang elastis yang dinyatakan dengan tegangan pada tubuh tiang, besarnya pergeseran pada kepala tiang dan koeffisien reaksi lapisan tanah di bawahnya, dalam arah yang tegak lurus dengannya. Berikut ini adalah detail perhitungannya.

Ada dua kemungkinan pergeseran yang mempunyai batas terhadap daya dukung yang diizinkan. Pertama adalah besarnya pergeseran yang diizinkan pada kepala tiang yang mau tak mau ditentukan oleh sifat bangunan di atasnya (*superstructure*) dan yang kedua adalah besarnya pergeseran normal (*normal displacement*) pada kepala tiang agar menghasilkan kekakuan (*stiffness*) mendatar pada pondasi tiang itu sendiri.

Bila besarnya pergeseran yang diizinkan pada kepala tiang adalah besaran yang paling maksimum dari bangunan di atasnya, suatu gaya yang lebih kecil yang berasal dari gaya mendatar yang ditetapkan berdasarkan besarnya pergeseran ini, dan gaya mendatar ketika tegangan dalam tubuh tiang mencapai tegangan yang diizinkan, inilah yang disebut daya dukung (*bearing capacity*) yang diizinkan.

Daya dukung mendatar yang ditentukan berdasarkan besarnya pergeseran normal, dianggap mempunyai batas terhadap daya dukung yang diizinkan dengan mempertimbangkan faktor-faktor yang tidak diketahui dari tanah pondasi. Besarnya pergeseran normal ini biasanya dipakai sebagai salah satu sarana untuk memperkirakan banyaknya tiang dan dihitung pada kedudukan permukaan tanah rencana untuk tiang (Lihat Gbr. 6.11), dengan syarat bahwa hubungan antara tiang dengan pondasi cukup kaku dan tumpuan tidak mengalami rotasi.

Bila besarnya pergeseran normal sudah diberikan, maka daya dukung mendatar yang diizinkan dapat ditentukan dengan persamaan berikut ini.



*Tempat di mana besarnya perpindahan normal dapat diketahui

Gbr. 6.11 Cara untuk menentukan permukaan tanah rencana untuk tiang.

Tiang-tiang terbenam di dalam tanah (Gbr. 6.11(a))

$$H_a = \frac{k \cdot D}{\beta} \cdot \delta_a \tag{6.8}$$

Tiang-tiang menonjol di atas tanah (Gbr. 6.11(b))

$$H_a = \frac{4EI \cdot \beta^3}{1 + \beta h} \cdot \delta_a \tag{6.9}$$

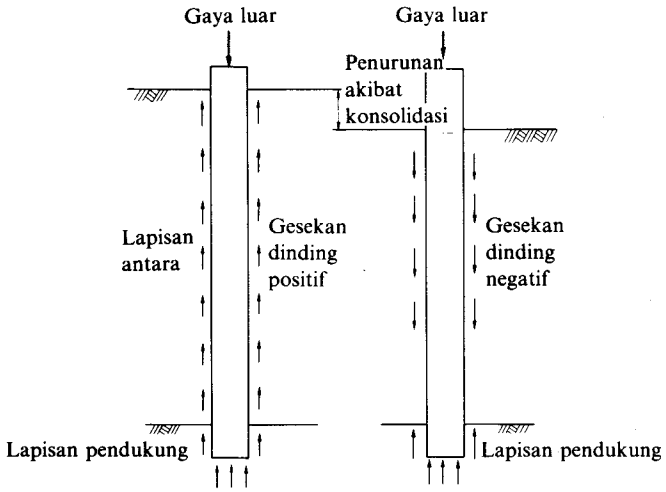
Di sini, H_a: Daya dukung mendatar yang diizinkan (kg)
k: Koeffisien reaksi lapisan tanah di bawah permukaan dalam arah vertikal (kg/m^3)
D: Diameter tiang (cm)
EI: Kekakuan lentur dari tiang (kg/cm^{-1})
$\beta = \sqrt[4]{(k \cdot D)/4EI}$ (cm^{-1})
h: Panjang tiang yang menonjol di atas tanah (cm)
δ_a: Besarnya pergeseran normal (cm)

Besarnya pergeseran normal δ_a merupakan harga yang kasar untuk memperkirakan daya dukung yang diizinkan dalam arah mendatar, dan oleh karenanya mungkin berbeda dengan besarnya pergeseran δ yang didapat dari hasil perhitungan reaksi pada kepala tiang. Tetapi bila selisih antara δ_a and δ tidak begitu besar, daya dukung mendatar tidak usah diubah lagi.

6.4.4 Batasan Daya Dukung Yang Diijinkan

Daya dukung vertikal, gaya tarik tiang, dan daya dukung mendatar yang diuraikan dalam bab terdahulu adalah daya dukung yang diizinkan untuk keadaan di mana tiang tidak terikat pada suatu batasan tertentu. Tetapi adakalanya kita harus menghitung daya dukung dengan mempertimbangkan pengurangan (*reduction*) akibat gaya geser negatif pada dinding tiang yang bekerja pada tiang karena penurunan tanah pondasi, atau pengurangan akibat pengaruh dari sekelompok tiang. Hal itu digambarkan secara garis besar seperti di bawah ini.

(*1*) *Gaya geser negatif dinding tiang:* Jika tiang-tiang yang dipancangkan ke tanah pondasi terancam bahaya penurunan akibat konsolidasi dan pemancangan selanjutnya, maka gaya geser negatif dinding yang bekerja ke bawah pada keliling tiang harus ikut diperhitungkan. Gaya geser negatif dinding ini (Gbr. 6.12) diperoleh sebagai jumlah gaya geser dinding pada lapisan yang mengalami penurunan akibat konsolidasi dan



Gbr. 6.12 Gesekan dinding.

gaya geser negatif dinding yang bekerja pada lapisan tanah di atasnya. Tetapi bila perpaduan (*resultant*) gaya ini dan gaya luar vertikal yang bekerja pada kepala tiang menjadi lebih besar dari pada daya dukung terpusat dari tiang, tiang kehilangan daya dukungnya dan akan terjadi penurunan (*settlement*), gaya geser negatif dinding tidak bertambah besar lagi. Berbeda dengan gaya luar lainnya, gaya geser negatif dinding mempunyai hubungan yang erat dengan mekanisme pendukung tiang dan ciri-ciri penurunan tanah pondasi.

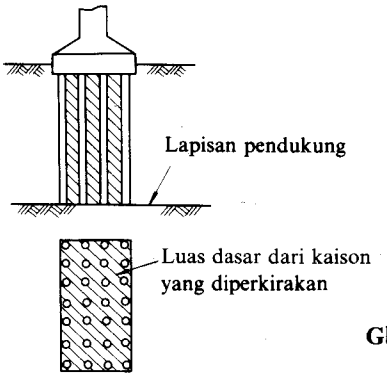
Daya dukung yang diizinkan dengan mempertimbangkan gaya geser negatif dinding (Tabel 6.7 dilengkapi dengan berbagai keterangan lainnya) diperoleh dengan membagi selisih harga antara gaya geser negatif dinding dan daya dukung batas, dengan suatu faktor keamanan tertentu.

(*2*) *Pengaruh kelompok tiang pada daya dukung vertikal:* Pada sekelompok tiang, jika jarak masing-masing tiang ini cukup besar, maka daya dukung vertikal tiang-tiang ini tidak menimbulkan kesulitan, karena hal ini dianggap sama besar dengan daya dukung sebuah tiang. Tetapi bila jarak antara tiang-tiang mengecil sampai suatu batas tertentu, sekelompok tanah di antara tiang-tiang akan menggabung satu sama lain dan sebagai suatu keseluruhan mampu memperlihatkan kekuatan untuk meretakkan, seperti pada kaison daya dukungnya akan berkurang. Ruang minimum antara tiang-tiang untuk keadaan yang hampir mendekati gejala di atas tergantung pada jenis tanah pondasi atau susunan tiang-tiang dan sulit ditentukan dengan suatu patokan yang sederhana. Oleh karena itu, pada suatu cara di mana pondasi tiang secara keseluruhan dianggap sebagai suatu kaison murni, umumnya dalam perhitungan, daya dukung diambil harga batas yang terbesar.

Hal ini berdasarkan pada pendapat bahwa jika ruangan tengah pada tiang cukup kecil, maka tanah pada bagian yang diarsir seperti terlihat pada Gbr. 6.13 dan tiang, akan berfungsi sebagai suatu kesatuan. Daya dukung batas untuk gabungan tiang ini ditentukan dengan persamaan berikut ini.

$$R_{qu} = q_d \cdot A + \bar{S} \cdot D_f \cdot L \tag{6.10}$$

Di sini, R_{qu}: Daya dukung batas (ultimate bearing capacity) dari gabungan tiang (ton)



Gbr. 6.13 Konsep anggapan sebagai kaison.

q_d: Satuan daya dukung batas tanah pondasi pada bagian ujung tiang (t/m^2), untuk mendapatkannya lihat pada Bab 7 tentang "Pondasi kaison."
A: Luas alas dari gabungan tiang (m^2) lihat Gbr. 6.13
$\bar{S}$: Gaya geser rata-rata dari tanah, akibat persentuhan dengan tiang (ton/m^2)
D_f: Jarak dari dasar tumpuan sampai ke ujung tiang (m)
L: Panjang keliling bagian yang tertutup dengan arsir miring pada Gbr. 6.13

Selanjutnya, daya dukung yang diizinkan untuk setiap tiang R_{pa} ditentukan sebagai berikut:

$$R_{pa} = \frac{1}{n \cdot F}(R_{qu} - W) \tag{6.11}$$

Di sini, n: jumlah tiang pada suatu kelompok tiang
F: Faktor keamanan, dipakai Tabel 6.5
W: Berat effektif tanah yang dipindahkan oleh bagian yang diarsir miring pada Gbr. 6.13

Untuk tiang-tiang yang menahan geseran, karena pada ruang antara masing-masing tiang dianggap tidak terjadi tegangan yang saling mempengaruhi, maka dipakai persamaan berikut ini.

$$D_0 = 1{,}5\sqrt{r \cdot l} \tag{6.12}$$

Di sini, D_0: Jarak minimum antara pusat tiang sehingga dianggap saling tidak mempengaruhi dalam suatu gabungan tiang
r: Jari-jari (*radius*) rata-rata tiang
l: Panjang tiang di dalam tanah

6.4.5 Konstanta Pegas K_v Untuk Arah Vertikal Dan Koeffisien k Dari Reaksi Lapisan Di Bawah Permukaan Tanah Dalam Arah Mendatar

(*1*) *Perkiraan konstanta pegas K_v dalam arah vertikal:* Konstanta pegas (*spring constant*) K_v dari tiang dalam arah vertikal adalah suatu konstanta elastis yang dinyatakan sebagai gaya dalam arah vertikal yang menimbulkan pergeseran (*displacement*) sebesar satu satuan dalam arah vertikal pada kepala tiang. K_v dipakai untuk menghitung besarnya reaksi pada kepala tiang atau besarnya penurunan elastis (*elastic settlement*).

Untuk memperkirakan besarnya K_v, agaknya lebih dapat dipercaya jika perkiraan

ini diambil berdasarkan kurva pembebanan penurunan (*load settlement curve*) dari percobaan pembebanan vertikal pada tiang. Tetapi untuk pemakaian praktis, hal ini dilakukan berdasarkan perhitungan dengan memakai konstanta tanah atau secara empiris dengan memakai cara statistik berdasarkan data dari percobaan pembebanan.

Sebagai contoh, di bawah ini diberikan cara empiris yang dipakai untuk jalan raya di Jepang.

$$K_v = a \cdot \frac{A_p \cdot E_p}{l}$$

Untuk tiang yang terbuat dari pipa baja

$$a = 0{,}027(l/D) + 0{,}2$$

Untuk tiang beton pratekan (*prestressed concrete*)

$$a = 0{,}041(l/D) - 0{,}27$$

Untuk tiang yang dicor di tempat

$$a = 0{,}022(l/D) - 0{,}05 \qquad (6.13)$$

Di sini, A_p: Luas penampang netto dari tiang (cm^2)
E_p: Modulus elastisitas tiang (kg/cm^2)
l: Panjang tiang (cm)
D: Diameter tiang (cm)

Rumus di atas dapat dipakai bila $l/D \geqq 10$.

(*2*) *Perkiraan koeffisien k dari reaksi tanah di bawah permukaan, dalam arah mendatar:* Menurut standar teknik di Jepang, koeffisien reaksi tanah di bawah permukaan dalam arah mendatar, diperkirakan berdasarkan persamaan berikut ini.

$$k = k_0 \cdot y^{-1/2}$$
$$k_0 = 0{,}2 \cdot E_0 \cdot D^{-3/4} \qquad (6.14)$$

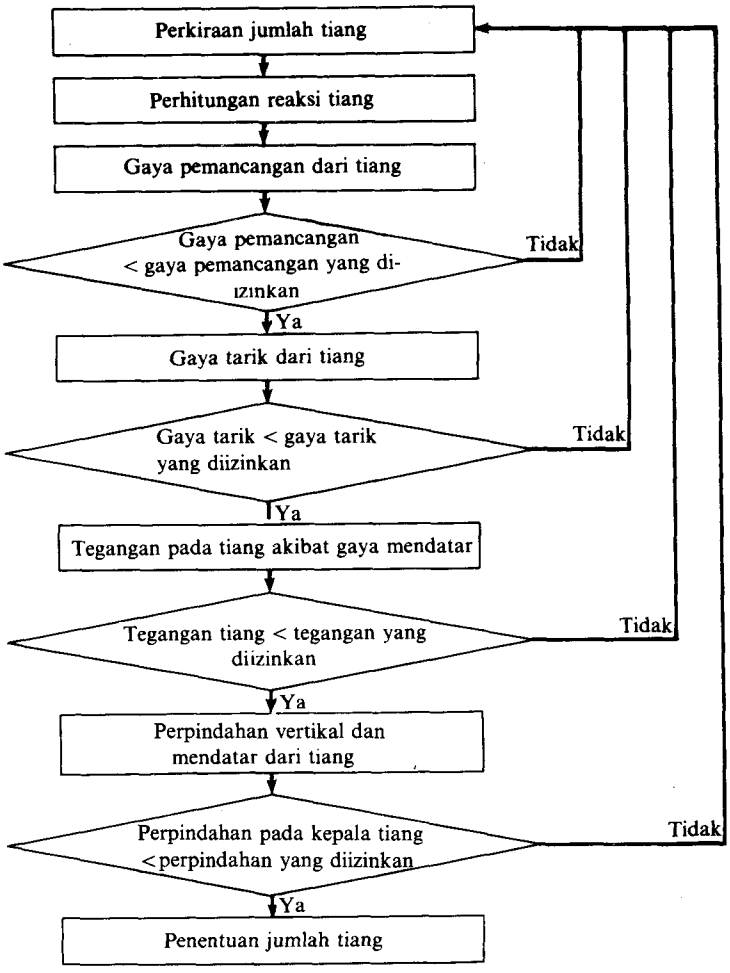
Di sini, k_0: Harga k bila pergeseran pada permukaan dibuat sebesar 1 cm (kg/cm^3)
y: Besarnya pergeseran yang akan dicari (cm)
E_0: Modulus deformasi tanah pondasi, biasanya diperkirakan dari $E_0 = 28\ N$ dengan memakai harga N dari percobaan penetrasi standar (*standard penetration test*)
D: Diameter tiang (cm)

6.5 Perhitungan Reaksi Tiang Dan Pergeseran Pada Tumpuan

Setelah daya dukung tiang yang diizinkan diperoleh, lalu dihitung banyaknya tiang yang diperlukan dan pembagian beban ke kepala tiang.

Perhitungan reaksi pada kepala tiang dilakukan dengan memperkirakan banyaknya tiang dan susunan tiang. Bila reaksi yang diperoleh ternyata melebihi daya dukung yang diizinkan atau melebihi pergeseran yang diizinkan, maka perkiraan di atas harus diperiksa kembali sehingga reaksi yang diperoleh terletak di dalam batas harga yang diizinkan.

Prosedur perhitungan ini diperlihatkan dalam Gbr. 6.14 dan berikut ini cara perhitungannya.



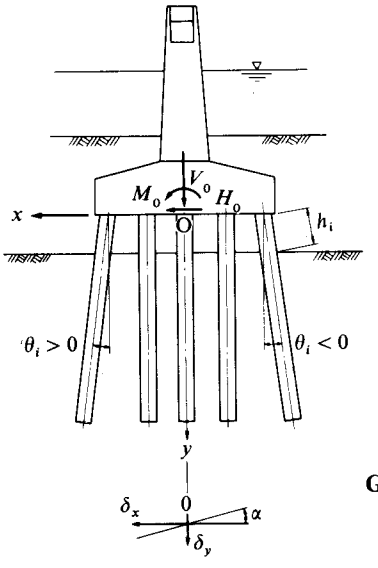
Gbr. 6.14 Prosedur perhitungan reaksi tiang.

6.5.1 Cara Perpindahan (*Displacement*)

Biasanya, pada pondasi tiang bekerja gaya vertikal V_0, gaya mendatar H_0 dan momen putar M_0, dan gaya-gaya luar ini berada dalam keadaan setimbang dengan gaya-gaya yang menyebabkan perpindahan pada tumpuan yang kaku, misalnya perpindahan mendatar δ_x pada pusat gabungan tiang (titik pusat O pada Gbr. 6.15), perpindahan dalam arah vertikal δ_y, perpindahan tempat dengan cara berputar (*rotary displacement*) α dengan anggapan sebagai pegas yang elastis. Cara ini disebut cara perpindahan (*displacement method*) di mana analisa dilakukan berdasarkan hubungan keseimbangan dan saat ini merupakan cara perhitungan yang paling ketat terhadap reaksi tiang.

(*1*) *Anggapan-anggapan dalam perhitungan menurut cara perpindahan:*

1) Pondasi tiang dianggap sebagai bangunan dua dimensi.
2) Tiang dianggap bersifat elastis-linier terhadap gaya tekan, gaya tarik tiang, lenturan dan konstanta pegas dalam arah vertikal, arah mendatar dan rotasi pada kepala tiang dianggap konstan.



Gbr. 6.15 Sistim koordinat untuk menghitung dengan cara perpindahan.

3) Tumpuan dianggap kaku (*rigid*) dan berputar ke pusat gabungan tiang.

(*2*) *Cara perhitungan:* Perhitungan berdasarkan cara perpindahan, dilakukan sebagai berikut. Mula-mula dibuat sistim koordinat seperti yang terlihat pada Gbr. 6.15 dan titik 0 sebagai titik pusat dasar tumpuan. Kemudian gaya yang bekerja pada titik 0 ditetapkan seperti yang terlihat pada gambar, dan perpindahan titik 0 δ_x, dan δ_y ke arah sumbu koordinat, juga rotasinya α diukur seperti yang diperlihatkan dalam Gbr. 6.15.

Kemudian perpindahan titik pusat dapat ditentukan dengan menyelesaikan persamaan-persamaan tiga dimensi ini secara berturutan.

$$\left.\begin{aligned} A_{xx}\cdot\delta_x + A_{xy}\cdot\delta_y + A_{x\alpha}\cdot\alpha &= H_0 \\ A_{yx}\cdot\delta_x + A_{yy}\cdot\delta_y + A_{y\alpha}\cdot\alpha &= V_0 \\ A_{\alpha x}\cdot\delta_x + A_{\alpha y}\cdot\delta_y + A_{\alpha\alpha}\cdot\alpha &= M_0 \end{aligned}\right\} \tag{6.15}$$

Anggaplah bahwa alas tumpuan adalah mendatar, dan setiap koeffisien diperkirakan berdasarkan persamaan berikut:

$$\left.\begin{aligned} A_{xx} &= \Sigma(K_1\cdot\cos^2\theta_i + K_v\cdot\sin^2\theta_i) \\ A_{xy} &= A_{yx} = \Sigma(K_v - K_1)\sin\theta_i\cos\theta_i \\ A_{x\alpha} &= A_{\alpha x} = \Sigma\{(K_v - K_1)x_i\sin\theta_i\cos\theta_i - K_2\cos\theta_i\} \\ A_{yy} &= \Sigma(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i) \\ A_{y\alpha} &= A_{\alpha y} = \Sigma\{(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i)x_i + K_2\sin\theta_i\} \\ A_{\alpha\alpha} &= \Sigma\{(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i)x_i^2 + (K_2 + K_3)x_i\sin\theta_i + K_4\} \end{aligned}\right\} \tag{6.16}$$

Di sini, H_0: Beban mendatar yang bekerja di atas basement tumpuan (ton)
V_0: Beban vertikal yang bekerja di atas basement tumpuan (ton)
M_0: Momen luar terhadap titik pusat dasar tumpuan 0 (ton·m)
δ_x: Perpindahan mendatar terhadap titik pusat 0 (cm)
δ_y: Perpindahan vertikal terhadap titik pusat 0 (cm)
α: Sudut rotasi tumpuan (*radial*)
x_i: Koordinat x untuk kepala tiang ke i (m)

Tabel 6.9 Koeffisien pegas tiang dalam arah sumbu orthogonal.

	Kekuatan kepala tiang		Kepala tiang bersendi	
	$h \neq 0$	$h = 0$	$h \neq 0$	$h = 0$
K_1	$\dfrac{12\,EI\beta}{(1+\beta h)^3+2}$	$4\,EI\beta^3$	$\dfrac{3\,EI\beta^3}{(1+\beta h)^3+0.5}$	$2\,EI\beta^3$
K_2, K_3	$K_1 \cdot \dfrac{\lambda}{2}$	$2\,EI\beta^2$	0	0
K_4	$\dfrac{4\,EI\beta}{1+\beta h} \cdot \dfrac{(1+\beta h)^3+0{,}5}{(1+\beta h)^3+2}$	$2\,EI\beta$	0	0

β: Nilai karakteristik tiang $\beta = \sqrt[4]{\dfrac{kD}{4\,EI}}\ (\mathrm{m}^{-1})$

λ: $h + \dfrac{1}{\beta}$ (m)

k: Koeffisien daya tangkap reaksi permukaan* (t/m^3)

D: Diameter tiang (m)

EI: Kekuatan lentur tiang (t-m^2)

h: Panjang axial bagian atas dari perencanaan tanah pondasi tiang (m)

Catatan: *Bila k dinyatakan'dalam kg/cm^3, seyogyanya harga tersebut digandakan seribu kali

θ_i: Sudut yang dibuat oleh tiang ke i dengan sumbu vertikal, dengan pemakaian tanda seperti yang diperlihatkan pada Gbr. 6.15.

Konstanta pegas K_1, K_2, K_3 pada arah orthogonal ke sumbu tiang, dalam praktek diperkirakan berdasarkan Tabel 6.9, jika koeffisien k dari reaksi tanah di bawah permukaan dalam arah tegak lurus padanya adalah konstan, tanpa menghiraukan kedalaman dan tiang dipancang cukup dalam ($l > 3/\beta$).

Berdasarkan pergeseran awal pada tumpuan (δ_x, δ_y, α) yang diperkirakan dari perhitungan di atas, maka gaya axial P_{Ni} yang bekerja pada kepala tiang, gaya menurut sumbu orthogonal P_{Hi} dan momen M_{ti} diperkirakan dari persamaan berikut ini.

$$\left.\begin{aligned} P_{Ni} &= K_v \cdot \delta'_{yi} \\ P_{Hi} &= K_1 \cdot \delta'_{xi} - K_2 \cdot \alpha \\ M_{ti} &= -K_3 \cdot \delta_{xi} + K_4 \cdot \alpha \end{aligned}\right\} \tag{6.17}$$

$$\left.\begin{aligned} \text{Di sini, } \delta'_{xi} &= \delta_x \cdot \cos\theta_i - (\delta_y + \alpha \cdot x_i)\sin\theta_i \\ \delta'_{yi} &= \delta_x \cdot \sin\theta_i + (\delta_y + \alpha \cdot x_i)\cos\theta_i \end{aligned}\right\} \tag{6.18}$$

Di sini, δ'_{xi}: Pergeseran kepala tiang yang ke i, menurut sumbu orthogonal (m)

δ'_{yi}: Pergeseran kepala tiang yang ke i, dalam arah axial (m)

K_v: Konstanta pegas dalam arah axial untuk tiang (t/m)

M_{ti} adalah momen yang diperhitungkan sebagai gaya luar yang didistribusikan ke kepala tiang. Momen lentur M_{bi} adalah gaya dalam pada kepala tiang, setelah mengalami perubahan tanda ($M_{bi} = M_{ti}$).

Reaksi vertikal V_i dan reaksi mendatar H_i pada kepala tiang didapat dari persamaan berikut ini, dan dipakai untuk memperkirakan jumlah penulangan pada tumpuan.

$$\left.\begin{aligned} V_i &= P_{Ni} \cdot \cos\theta_i - P_{Hi} \cdot \sin\theta_i \\ H_i &= P_{Ni} \cdot \sin\theta_i + P_{Hi} \cdot \cos\theta_i \end{aligned}\right\} \tag{6.19}$$

Karena:

$$\left.\begin{aligned} \Sigma H_i &= H_0 \\ \Sigma V_i &= V_0 \\ \Sigma(M_{ti} + V_i x_i) &= M_0 \end{aligned}\right\} \tag{6.20}$$

harus tepat, maka hal ini dapat dipakai untuk memeriksa apakah perhitungan memang benar.

(*3*) *Jika tiang-tiang disusun secara simetris dan tegak lurus:* Sebagian besar perencanaan tiang dimaksudkan untuk tiang-tiang yang dipasang secara simetris dan dipancang tegak lurus ke tanah ($\theta_i = 0$) dan semua tiang mempunyai K_1, K_2, K_3, K_4 dan K_v yang sama besar.

Persamaan-persamaan untuk menghitung keadaan seperti itu, diperlihatkan di bawah ini.

Jumlah tiang dianggap = n

$$\left.\begin{aligned} \delta_x &= \frac{H_0 + \dfrac{n \cdot K_2 \cdot M_0}{K_v \cdot \Sigma x_i^2 + n \cdot K_4}}{n \cdot K_1 - \dfrac{(n \cdot K_2)^2}{K_v \cdot \Sigma x_i^2 + n \cdot K_4}} \\ \delta_y &= \frac{V_0}{n \cdot K_v} \\ \alpha &= \frac{M_0 + \dfrac{\lambda \cdot H_0}{2}}{K_v \cdot \Sigma x_i^2 + n\left(K_4 - \dfrac{K_2^2}{K_1}\right)} \\ P_{Ni} &= \frac{V_0}{n} \times \frac{M_0 + \dfrac{\lambda \cdot H_0}{2}}{\Sigma x_i^2 + \dfrac{n}{K_v}\left(K_4 - \dfrac{K_2^2}{K_1}\right)} \cdot x_i \\ P_{Hi} &= \frac{H_0}{n} \\ M_{ti} &= \frac{1}{n}(M_0 - \Sigma P_{Ni} \cdot x_i) \end{aligned}\right\} \tag{6.21}$$

Di sini, bila $\lambda = h + l/\beta$ dan kepala tiang bersifat sebagai sendi, maka $\lambda(H_0/2)$ dianggap sama dengan nol.

6.5.2 Contoh Perhitungan

(*1*) *Kriteria perencanaan:*

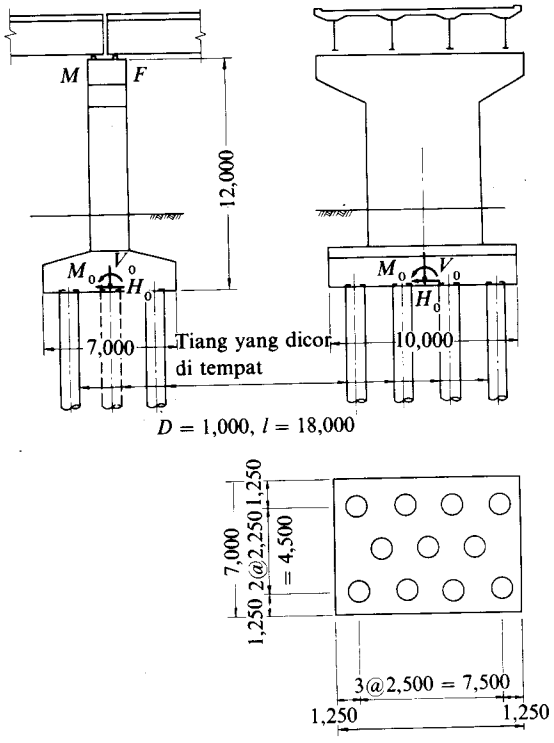
(a) Bentuk bagian bangunan di bawah permukaan tanah (substructure) diambil tipe kolom (pier) seperti yang diperlihatkan pada Gbr. 6.16.

(b) Bentuk pondasi: Tiang yang dicor di tempat (cast in place) dengan diameter $D = 1{,}0$ m. Panjang tiang $l = 18{,}0$ m.

(c) Susunan tiang: Seperti yang diperlihatkan pada Gbr. 6.16.

(d) Muka tanah untuk perencanaan tiang: Dasar tumpuan ($h = 0$)

(e) Gaya luar pada pusat dasar tumpuan (pusat gabungan tiang) Tabel 6.10.



Gbr. 6.16 Gambar ukuran bangunan bagian bawah.

Tabel 6.10 Tabel gaya luar.

	Arah axial jembatan	Arah sumbu orthogonal jembatan
Beban vertikal V_0	1280 t	1280 t
Beban mendatar H_0	250 t	250 t
Momen M_0	1500 t m	1650 t m

(f) Daya dukung yang diizinkan untuk tiang.

1. Daya dukung kekuatan pemancangan (*press-driving*) yang diizinkan untuk satu tiang (arah axial) $R_a = 230$ ton.
2. Konstanta pegas dalam arah axial untuk tiang. $K_v = 410$ ton/cm = 41.000 ton/m.
3. Kekuatan tarik (*pull out force*) yang diizinkan untuk satu tiang $P_a = 100$ ton.
4. Daya dukung mendatar yang diizinkan untuk satu tiang (sumbu orthogonal) Koeffisien k dari reaksi tanah di bawah permukaan dalam arah tegak lurus dengannya, $k = 0{,}5$ kg/cm^3. $E = 270.000$ kg/cm^2 = 2.700.000 t/m^2. $I = 491 \times 10^4$ cm^4 = 0,0491 m^4. $\beta = \sqrt[4]{k \cdot D/4EI} = 0{,}00175$ cm^{-1} = 0,175 m^{-1}.

Jika besarnya konstanta pergeseran (*displacement*) pada bangunan di atas tumpuan (*superstructure*) tidak diketahui, gaya mendatar dihitung berdasarkan besarnya

pergeseran yang normal. Anggapan besarnya pergeseran normal ini adalah sebagai berikut:

$$\delta = 1{,}0 \text{ cm}$$

$$H_a = \frac{k \cdot B}{\beta} \cdot \delta_a = \frac{0{,}5 \times 100}{0{,}00175} \times 1{,}0 = 28570 \text{ kg} \fallingdotseq 28 \text{ ton}$$

(2) *Perhitungan reaksi pada kepala tiang dengan cara perpindahan (displacement method):* Anggaplah semua kepala tiang dihubungkan secara kaku (*rigid*), maka untuk besaran-besaran lainnya yang belum diketahui dapat dihitung dalam arah tegak lurus jembatan, sebagai berikut ini. Untuk arah sejajar sumbu jembatan, cara ini dapat dipakai pula.

a) Perhitungan konstanta pegas pada tiang dalam arah sejajar sumbu tiang: Konstanta sumbu tiang dalam arah sejajar sumbu, didapat dari Tabel (6.9) untuk $h = 0$,

$$K_1 = 4EI \cdot \beta^3 = 4 \times 2{,}7 \times 10^6 \times 0{,}0491 \times 0{,}175^3 = 2842 \text{ t/m}$$

$$K_2 = 2EI \cdot \beta^2 = 2 \times 2{,}7 \times 10^6 \times 0{,}0491 \times 0{,}175^2 = 8120 \text{ t/rad}$$

$$K_3 = 2EI \cdot \beta^2 = 8120 \text{ t/rad}$$

$$K_4 = 2EI \cdot \beta = 46400 \text{ tm/rad}$$

b) Perhitungan untuk mencari koeffisien-koeffisien: Dengan menggunakan konstanta pegas di atas, koeffisien-koeffisien untuk persamaan tiga dimensi ini dapat diperoleh dengan persamaan (6.16)

$$A_{xx} = \Sigma(K_1 \cdot \cos^2 \theta_i + K_v \cdot \sin^2 \theta_i) = 31.380$$

$$A_{xy} = A_{yx} = \Sigma(K_v - K_1) \sin \theta_i \cos \theta_i = 0$$

$$A_{x\alpha} = A_{\alpha x} = \Sigma\{(K_v - K_1)x_i \sin \theta_i \cos \theta_i - K_2 \cos \theta_i\} = -89540$$

$$A_{yy} = \Sigma(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i) = 451.000$$

$$A_{y\alpha} = A_{\alpha y} = \Sigma\{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i + K_2 \sin \theta_i\} = 0$$

$$A_{\alpha\alpha} = \Sigma\{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i^2 + (K_2 + K_3)x_i \sin \theta_i + K_4\} = 1781960$$

c) Perhitungan pergeseran pada pusat tumpuan: Bila koeffisien yang telah diperkirakan dalam bab sebelumnya, dimasukkan ke persamaan (6.15) dan persamaan-persamaan tiga dimensi di atas sudah diselesaikan, maka pergeseran pada pusat tumpuan akan diperoleh sebagai berikut:

$$\delta_x = 1{,}13 \text{ cm}$$

$$\delta_y = 0{,}28 \text{ cm}$$

$$\alpha = 0{,}00115 \text{ rad}$$

d) Perhitungan pergeseran pada setiap kepala tiang: Jika δ_x, δ_y, α dianggap dimasukkan (disubstitusikan) pada persamaan (6.18), pergeseran pada setiap kepala tiang diperoleh sebagai berikut:

Karena $\delta'_{xi} = \delta_x \cos \theta_i - (\delta_y + \alpha \cdot x_i) \sin \theta_i$

$$\delta_{x1} = 1{,}13 \text{ cm}; \delta_{x2} = 1{,}13 \text{ cm}; \delta_{x3} = 1{,}13 \text{ cm}$$

Karena $\delta_{yi} = \delta_x \sin \theta_i + (\delta_y + \alpha \cdot x_i) \cos \theta_i$

$$\delta_{y1} = 0{,}54 \text{ cm}; \delta_{y2} = 0{,}28 \text{ cm}; \delta_{y3} = 0{,}025 \text{ cm}$$

e) Perhitungan gaya axial pada setiap tiang.

$P_{Ni} = K_v \cdot \delta'_{yi}$ (O.K)

$\therefore P_{Ni} = 222{,}9 \text{ ton} < R_a = 230 \text{ ton}$ (O.K)

$\therefore P_{N2} = 116{,}4 \text{ ton}$

$\therefore P_{N3} = 9{,}8 \text{ ton} > P_a = -100 \text{ ton}$ (O.K)

f) Perhitungan gaya dalam arah sumbu orthogonal untuk setiap tiang.

$P_{Hi} = K_1 \cdot \delta'_{xi} - K_2 \cdot \alpha$

$P_{H1} = 22{,}73 \text{ ton} < H_a = 28 \text{ ton}$
$P_{H2} = 22{,}73 \text{ ton} < H_a = 28 \text{ ton}$
$P_{H3} = 22{,}73 \text{ ton} < H_a = 28 \text{ ton}$ } (O.K)

g) Perhitungan momen pada kepala tiang.

$M_{ti} = -K_3 \cdot \delta_{xi} + K_4 \cdot \alpha$

$M_{t1} = -38{,}0 \text{ tm}$

$M_{t2} = -38{,}0 \text{ tm}$

$M_{t3} = -38{,}0 \text{ tm}$

h) Pemeriksaan dalam arah axial jembatan.

$\Sigma H_i = 22{,}73 \text{ t/jumlah} \times 11 = 250 \text{ t} = H_0$ (O.K)

$\Sigma V_i = \Sigma P_{Ni} = 222{,}9 \text{ t/jumlah} \times 4 + 116{,}4 \text{ t/jumlah} \times 3 + 9{,}8 \text{ t/jumlah} \times 4$
$= 1280 \text{ ton} = V_0$ (O.K)

$\Sigma M_i = \Sigma(M_{ti} + V_i \cdot x_i) = (-38{,}0 \text{ ton m} + 222{,}93 \text{ t} \times 2{,}25 \text{ m}) \times 4$
$+ (-38{,}0 \text{ t m} + 116{,}4 \text{ t} \times 0) \times 3$
$+ \{-38{,}0 \text{ t m} + 1{,}8 \text{ t} \times (-2{,}25 \text{ m})\} \times 4 = 1500 \text{ t m} = M_0$ (O.K)

6.6 Perencanaan Tiang

Bila reaksi pada kepala tiang sudah dihitung dan besarnya terletak di dalam batas daya dukung (*bearing capacity*) yang diizinkan, bahkan walaupun kondisi pembebanan yang diberikan kepada kepala tiang itu benar-benar tidak menyenangkan, dapat dikatakan bahwa banyaknya dan susunan tiang tersebut sudah sesuai.

Proses selanjutnya adalah merencanakan tiang itu sendiri secara terperinci. Dengan perkataan lain, proses berikutnya adalah menentukan tebalnya pelat, adaikata dipakai tiang pipa baja, atau banyaknya pembetonan yang tertanam di dalam tanah jika dipakai tiang beton.

6.6.1 Perencanaan Gaya Pemancangan/*Press Driven Force* (Gaya Vertikal)

Jika seluruh panjang tiang tertanam di dalam tanah, maka tiang itu direncanakan sebagai kolom yang pendek, karena tanah di sekitar dinding luar tiang biasanya menahan tekukan (*buckling*) tiang tersebut. Tegangan akibat gaya pemancangan ini dicari dari persamaan berikut.

$$\sigma = \frac{P}{A_c} \leqslant \sigma_a \tag{6.22}$$

Di sini, σ: Tegangan di dalam tiang akibat gaya pemancangan (kg/cm^2)

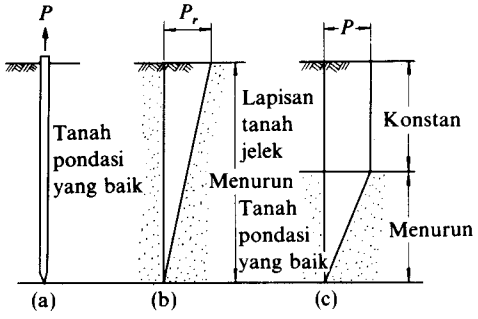
P: Gaya pemancangan (kg)
A_c: Luas penampang tiang (cm^2)
σ_a: Tegangan yang diizinkan pada tiang (kg/cm^2)

Jika tiang itu menonjol di atas tanah atau jika tanah pondasi sangat lembek, pemeriksaan terhadap kemungkinan tekuk ini perlu dilakukan.

6.6.2 Perencanaan Gaya Tarik Tiang

Bila tanah di sekitar dinding luar tiang adalah homogin, seperti diperlihatkan dalam Gbr. 6.17(b), tegangan di dalam tiang dapat dianggap berubah secara lurus/linier mulai dari 0 pada ujung tiang sampai ke kepala tiang; dalam menghitung gaya tarik tiang tersebut. Tetapi jika terdapat lapisan yang lunak, seperti diperlihatkan dalam Gbr. 6.17(c), maka perhitungan dilakukan berdasarkan anggapan bahwa tegangan pada tiang yang berada di lapisan lunak tidak mengakibatkan perubahan sedikitpun.

Untuk menghitung tegangan akibat gaya tarik, maka persamaan-persamaan seperti yang dipakai untuk gaya pemancangan dapat pula dipakai di sini.



Gbr. 6.17 Distribusi gaya tarik.

6.6.3 Perencanaan Gaya Mendatar Dan Momen Lentur

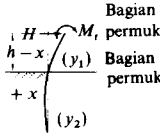
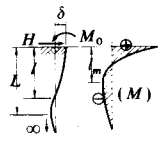
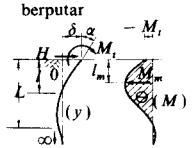
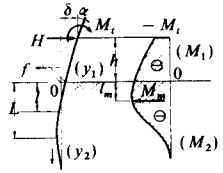
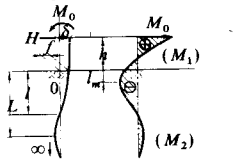
Ada beberapa kejadian di mana penampang tiang direncanakan hanya terhadap gaya tekan dan gaya tarik seperti yang diperlihatkan dalam bab sebelumnya, tetapi dalam banyak hal ukuran tiang ditetapkan sehingga mampu menahan gaya mendatar dan momen lentur. Dalam hal ini, perlu dicari distribusi momen lentur atau gaya geser pada bagian tiang yang tertanam di dalam tanah, sebagai akibat gaya mendatar atau momen lentur pada kepala tiang. Untuk keperluan ini biasanya tiang dianggap sebagai batang yang terletak pada tumpuan elastis.

Perincian tentang pemecahan masalah ini tidak dicantumkan di sini, namun persamaan untuk panjang tiang yang "semi infinite" yang biasa dipakai pada pondasi tiang, diperlihatkan dalam Tabel 6.11, Walaupun Tabel 6.11 tidak dapat dipakai untuk panjang tiang yang "terhingga" (finite, seperti yang diperlihatkan dalam persamaan (6.2), namun bila harga $\beta \cdot l$ berkisar antara 2,5 sampai 3 maka hasilnya tidak begitu menyimpang, oleh karena itu perhitungan berdasarkan Tabel 6.11 masih dapat dipakai.

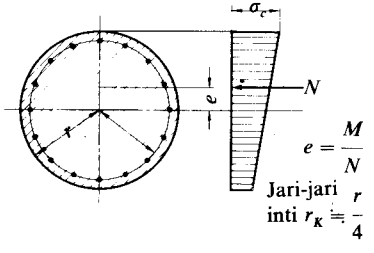
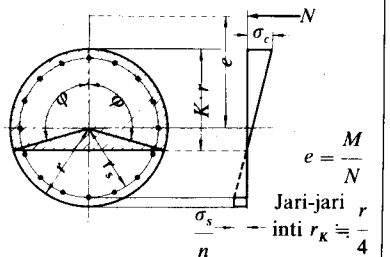
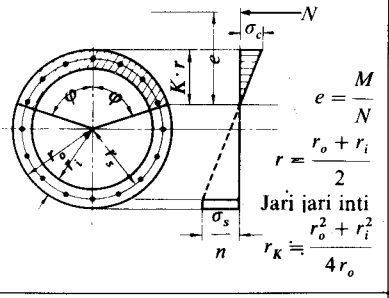
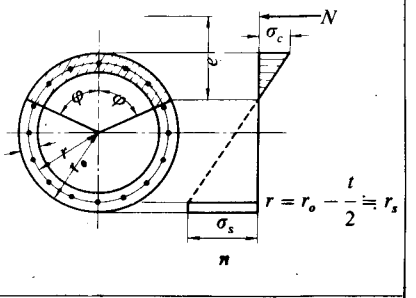
6.6.4 Perhitungan Penampang Tiang Menerima Gaya Pemancangan Dan Momen Lentur

Dalam menghitung penampang tiang, momen lentur dan gaya pemancangan axial tiang (dalam keadaan tertentu berupa gaya tarik) diperiksa menurut berbagai keadaan,

Tabel 6.11 Rumus-rumus umum untuk gaya menurut sumbu orthogonal tiang dan momen yang disebabkan oleh gaya luar.

Persamaan deferensial curva lendutan	 Bagian atas permukaan tanah : $EI\frac{d^4y_1}{dx^4}=0$ Bagian bawah permukaan tanah : $EI\frac{d^4y_2}{dx^4}+p=0$ $p=kDy_2$	H: Gaya menurut sumbu orthogonal tiang (kg) M_t: Momen pada kepala tiang akibat gaya luar (kgcm) D: Diameter tiang (cm) E: Modulus elastisitas tiang (kg/cm²) I: Momen inertia tiang (cm⁴)	k: Koeffisien reaksi tanah bagian bawah (kg/cm³) h: Tinggi tanah di mana berkerja gaya H dan M_t (cm) $\beta=\sqrt[4]{k\,D/4\,EI}$ (cm⁻¹) $h_0=\frac{M_t}{H}$ (cm)	
Keadaan tiang	Tiang tenggelam di tanah ($h=0$)		Tiang menonjol di atas tanah ($h>0$)	
Diagram kurva lendutan Diagram momen lentur	a) Sistim dasar 	b) Jika kepala tiang tidak berputar 	a) Sistim dasar 	b) Jika kepala tiang tidak berputar 
Kurva lenturan y (cm)	$y=\frac{H}{2EI\beta^3}e^{-\beta x}\{(1+\beta h_0)\cos\beta x-\beta h_0\sin\beta x\}$	$y=\frac{H}{4EI\beta^3}e^{-\beta x}(\cos\beta x+\sin\beta x)$	$y_1=\frac{H}{6EI\beta^3}[\beta^3x^3+3\beta^2(h+h_0)x^2-3\{1+2\beta(h+h_0)\}\beta x+3\{1+\beta(h+h_0)\}x]$ $y_2=\frac{H}{2EI\beta^3}e^{-\beta x}[\{1+\beta(h+h_0)\}\cos\beta x-\beta(h+h_0)\sin\beta x]$	$y=\frac{H}{12EI\beta^3}[2\beta^3x^3-3(1-\beta h)\beta^2x^2-6\beta^2hx+3(1+\beta h)]$ $y_2=\frac{H}{4EI\beta^3}e^{-\beta x}[(1+\beta h)\cos\beta x+(1-\beta h)\sin\beta x]$
Peralihan kepala tiang δ (cm)	$\delta=\frac{H}{2EI\beta^3}+\frac{M_t}{2EI\beta^2}=\frac{1+\beta h_0}{2EI\beta^3}H$	$\delta=\frac{H}{4EI\beta^3}=\frac{\beta H}{kD}$	$\delta=\frac{(1+\beta h)^3+1/2}{3EI\beta^3}H+\frac{(1+\beta h)^2}{2EI\beta^2}M_t$	$\delta=\frac{(1+\beta h)^3+2}{12EI\beta^3}H$
Peralihan muka tanah f (cm)	$f=\delta$	$f=\delta$	$f=\frac{1+\beta(h+h_0)}{2EI\beta^3}H$	$f=\frac{1+\beta h}{4EI\beta^3}H$
Kemiringan kepala tiang α (rad)	$\alpha=\frac{H}{2EI\beta^2}+\frac{M_t}{EI\beta}=\frac{1+2\beta h_0}{2EI\beta^2}H$	$\alpha=0$	$\alpha=\frac{(1+\beta h)^2}{2EI\beta^2}H+\frac{1+\beta h}{EI\beta}M_t$	$\alpha=0$
Momen lentur pada setiap bagian tiang. M (kg · cm)	$M=-\frac{H}{\beta}e^{-\beta x}[\beta h_0\cos\beta x+(1+\beta h_0)\sin\beta x]$	$M=-\frac{H}{2\beta}e^{-\beta x}(\sin\beta x-\cos\beta x)$	$M_1=-H(x+h)-M_t=-H(x+h+h_0)$ $M_2=\frac{H}{\beta}e^{-\beta x}[\beta(h+h_0)\cos\beta x+\{1+\beta(h+h_0)\}\sin\beta x]$	$M_1=\frac{H}{2\beta}[-2\beta x+(1-\beta h)]$ $M_2=\frac{H}{2\beta}e^{-\beta x}[(1-\beta h)\cos\beta x-(1+\beta h)\sin\beta x]$
Gaya geser pada setiap bagian tiang. S (kg)	$S=He^{-\beta x}[\cos\beta x-(1+2\beta h_0)\sin\beta x]$	$S=He^{-\beta x}\cos\beta x$	$S_1=H$ $S_2=He^{-\beta x}[\cos\beta x-\{1+2\beta(h+h_0)\}\sin\beta x]$	$S_1=-H$ $S_2=-He^{-\beta x}(\cos\beta x-\beta\sin\beta x)$
Momen lentur pada kepala tiang. M_0 (kg · cm)	$M_0=-M_t=-Hh_0$	$M_0=\frac{H}{2\beta}$	$M_0=-M_t=-Hh_0$	$M_0=\frac{1+\beta h}{2\beta}H$
Momen lentur M_m pada titik sejauh l_m di bawah permukaan tanah. M_m (kg · cm)	$M_m=-\frac{H}{2\beta}\sqrt{(1+2\beta h_0)^2+1}\exp(-\beta l_m)$	$M_m=-\frac{H}{2\beta}e^{-\frac{\pi}{2}}=-0.2079\,M_0$	$M_m=-\frac{H}{2\beta}\sqrt{\{1+2\beta(h+h_0)\}^2+1}\cdot\exp(-\beta l_m)$	$M_m=-\frac{H}{2\beta}\sqrt{1+(\beta h)^2}\cdot\exp(-\beta l_m)$
l_m (cm)	$l_m=\frac{1}{\beta}\tan^{-1}\frac{1}{1+2\beta h_0}$	$l_m=\frac{\pi}{2\beta}$	$l_m=\frac{1}{\beta}\tan^{-1}\frac{1}{1+2\beta(h+h_0)}$	$l_m=\frac{1}{\beta}\tan^{-1}\frac{1}{\beta h}$
Ke dalam titik alih yang pertama. l (cm)	$l=\frac{1}{\beta}\tan^{-1}\frac{1+\beta h_0}{\beta h_0}$	$l=\frac{3\pi}{4\beta}$	$l=\frac{1}{\beta}\tan^{-1}\frac{1+\beta(h+h_0)}{\beta(h+h_0)}$	$l=\frac{1}{\beta}\tan^{-1}\left(\frac{\beta h+1}{\beta h+1}\right)$
Kedalaman di mana sudut lentur nol. L_0 (cm)	$L=\frac{1}{\beta}\tan^{-1}[-(1+2\beta h_0)]$	$L=\frac{\pi}{\beta}$	$L=\frac{1}{\beta}\tan^{-1}[-\{1+2\beta(h+h_0)\}]$	$L=\frac{1}{\beta}\tan^{-1}(-\beta h)$

Tabel 6.12 Keadaan jika terdapat gaya oxial N dan momen M.

Penampang berbentuk lingkaran (bila e lebih kecil dari jari-jari inti)	Penampang berbentuk lingkaran (bila e lebih besar dari jari-jari inti)	Penampang berbentuk lingkaran (bila e lebih besar dari jari-jari inti)	Penampang berbentuk cincin (persamaan biasa bila e lebih besar dari jari-jari inti tetapi lebih kecil dari r)
			
$P = \frac{A_s}{\pi r^2}$	$P = \frac{A_s}{\pi r^2}$	$P = \frac{A_s}{2\pi r t}$	$P = \frac{A_s}{2\pi r t}$
n :Angka perbandingan modulus elastisitas tulangan dengan beton $= E_s/E_c$ A_s:Luas penampang tulangan	$\frac{e}{r} = \frac{\frac{\varphi}{4} - \left(\frac{5}{12} - \frac{1}{6}\cos^2\varphi\right)\sin\varphi\cos\varphi + \frac{n\pi p}{2}\left(\frac{r_s}{r}\right)^2}{\frac{\sin\varphi}{3}(2 + \cos^2\varphi) - \varphi\cos\varphi - n\pi p\cos\varphi}$	$\frac{e}{r} = \frac{3\varphi(r_0^2 + r_i^2) - (2r^2 + r_0 r_i)\sin 2\varphi + 6\pi n p r_s^2}{4[(4r^2 - r_0 r_i)\sin\varphi - 3r^2(\varphi + n\pi p)\cos\varphi]}$	$\frac{e}{r} = \frac{1}{2} \cdot \frac{\varphi + n\pi p - \sin\varphi\cos\varphi}{\sin\varphi - (\varphi + n\pi p)\cos\varphi}$
$C = \frac{1}{1 + \pi p} + \frac{e}{r} \cdot \frac{4}{\{1 + 2np(r_s/r)^2\}}$	$C = \frac{\frac{\sin\varphi}{3}(2 + \cos^2\varphi) - \varphi\cos\varphi - n\varphi p\cos\varphi}{1 - \cos\varphi}$	$C = \frac{r_0 - r\cos\varphi}{(4r^2 - r_0 r_i)\sin\varphi - 3r^2(\varphi - n\pi p)\cos\varphi}$	$C = \frac{\frac{r_0}{r} - \cos\varphi}{\sin\varphi - (\varphi + n\pi p)\cos\varphi}$
$\sigma_c = \frac{N}{\pi r^2} \cdot C$	$\sigma_c = \frac{N}{r^2 C}$ $\sigma_s = n\frac{r_3/r + \cos\varphi}{1 - \cos\varphi}\sigma_c$	$\sigma_c = \frac{3N}{2t}C$ $\sigma_s = n\frac{r_s + r\cos\varphi}{r_c - r\cos\varphi}\sigma_c$	$\sigma_c = \frac{N}{2rt} \cdot C$ $\sigma_s = n\frac{r(1 + \cos\varphi)}{r_0 - r\cos\varphi}\sigma_c$

dan tebal pelat beserta banyaknya pembetonan ditentukan berdasarkan kedua kondisi ini. Persamaan untuk masing-masing jenis bahan tiang tersebut adalah sebagai berikut:

(*1*) *Tiang Baja:*

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M \cdot r}{I} \leqslant \sigma_a \tag{6.23}$$

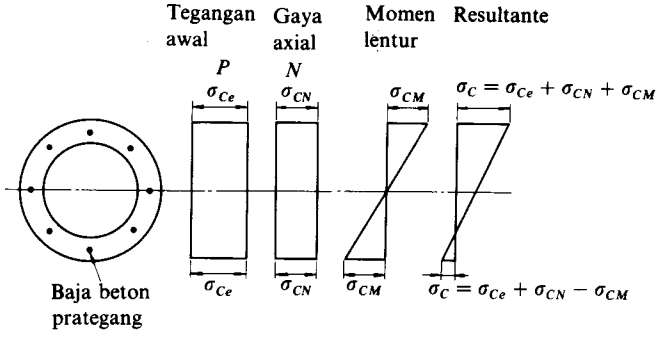
Di sini, N: Gaya pemancangan (gaya tarik) yang bekerja pada tiang (kg)
A: Luas penampang tiang (cm^2)
M: Momen yang bekerja pada tiang (kg·cm)
I: Momen inersia penampang tiang (cm^4)
r: Jari-jari tiang (cm)

(*2*) *Tiang beton bertulang* (*Tiang RC*)*:* Untuk tiang yang terbuat dari beton bertulang, tegangan yang terjadi dapat diperkirakan berdasarkan persamaan dalam Tabel 6.12, tergantung pada penampangnya, apakah padat atau berlubang. Dalam menghitung dengan menggunakan Tabel 6.12, harga φ perlu diperkirakan sebelumnya dan sebagai percobaan perlu dilakukan perhitungan sebanyak kira-kira tiga kali.

(*3*) *Tiang beton prategang* (*Tiang PC*)*:* Untuk tiang beton prategang, tegangan yang diizinkan dapat dihitung berdasarkan persamaan berikut. (Lihat Gbr. 6.18)

$$\left.\begin{aligned} \sigma_c &= \sigma_{ce} + \frac{M}{z_e} + \frac{N}{A_e} \\ \sigma'_c &= \sigma'_{ce} - \frac{M}{z_e} + \frac{N}{A_e} \\ \sigma_p &= \sigma_{pe} + \frac{n \cdot M}{z_e} - \frac{n \cdot N}{A_e} \end{aligned}\right\} \tag{6.24}$$

Di sini, M: Momen lentur rencana (kg·cm)
N: Gaya axial rencana (kg)
σ_c: Tegangan kombinasi pada ujung beton yang tertekan (kg/cm^2)
σ'_c: Tegangan kombinasi pada ujung beton yang tertarik (kg/cm^2)
σ_p: Tegangan tarik dari baja beton prategang (kg/cm^2)
σ_{ce}: Tegangan effektif beton prategang (kg/cm^2)
σ_{pe}: Tegangan efektif dari baja beton prategang (kg/cm^2)
z_e: Modulus penampang ekuivalen dari tiang (cm^3)
A_e: Luas penampang ekuivalen dari tiang (cm^2)



Gbr. 6.18 Tegangan dari tiang beton prategang.

n: Angka perbandingan modulus elastisitas antara baja beton prategang dengan beton itu sendiri.

6.6.5 Detail Struktural

(*1*) *Kombinasi kepala tiang dengan tumpuan:* Ada dua cara mengenai kombinasi kepala tiang dengan tumpuan, yaitu kombinasi kaku (*rigid*) atau dengan memakai sendi. Tetapi karena pergeseran mendatar seyogyanya dibuat sekecil mungkin dalam struktur konstruksi, maka kombinasi tersebut sebaiknya direncanakan secara kaku. Untuk kombinasi kaku, maka tergantung pada bentuk tiang atau pola susunan batang-batang besi untuk tumpuan, berikut ini disarankan dua cara kombinasi.

Cara A (Gbr. 6.19)

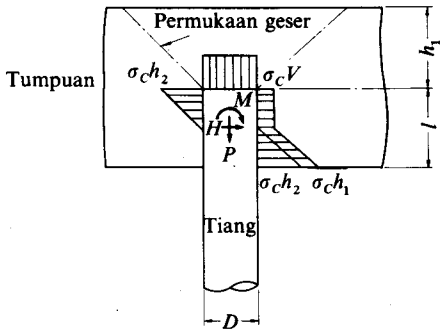
Pada cara ini tiang ditanamkan ke tumpuan dengan kedalaman tertentu, sehingga bagian tiang yang terbenam dapat menahan momen pada kepala tiang.

Cara B (Gbr. 6.20)

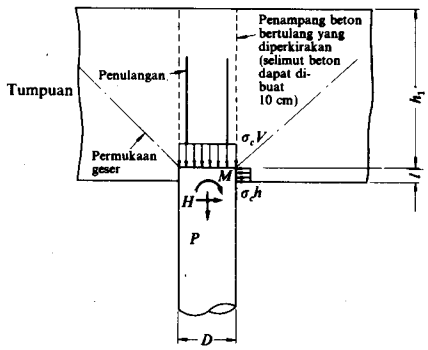
Pada cara ini, walaupun bagian yang terbenam di tumpuan cukup kecil, dengan memanfaatkan tulangan beton, tiang masih dapat menahan momen pada kepala tiang.

(*2*) *Cara Perencanaan:*

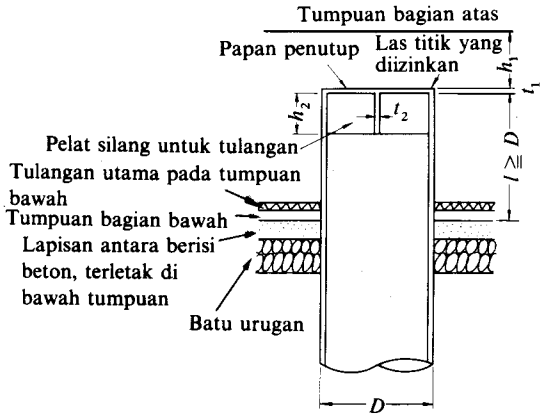
(a) *Perencanaan berdasarkan cara A (Gbr. 6.19)*



Gbr. 6.19 Kombinasi cara A.



Gbr. 6.20 Kombinasi dengan cara B.



Gbr. 6.21 Detail struktural dari tiang pipa baja (Cara A).

i) Untuk tiang pipa baja (Gbr. 6.21)

(1) Tiang direncanakan sedemikian rupa sehingga mampu menahan semua gaya yang bekerja pada kepala tiang.

(2) Untuk bagian kepala tiang, sedikit-dikitnya sepanjang garis tengah tiang harus tertanam di dalam tanah.

(3) Tahanan pendukung dalam arah vertikal untuk beton tumpuan dihitung dari persamaan berikut.

$$\sigma_{cv} = \frac{P}{\pi D^2/4} \leqslant \sigma_{ca} \tag{6.25}$$

(4) Tahanan pendukung dalam arah mendatar untuk beton tumpuan dihitung dari persamaan berikut.

$$\left.\begin{aligned} &\sigma_{ch1} + \sigma_{ch2} \leqslant \sigma_{ca} \\ &\sigma_{ch1} = \frac{H}{D \cdot e};\ \sigma_{ch2} = \frac{6M}{D \cdot e^2} \end{aligned}\right\} \tag{6.26}$$

(5) Tahanan geser dari beton tumpuan dihitung dari persamaan berikut.

$$\tau = \frac{P}{\pi(D + h_1)h_2} \leqslant \tau_a \tag{6.27}$$

(6) Pelat pelindung (*coverplate*) dan pelat melintang beton.

$t_1 = t_2 = 22$ mm

$h_2 = 30$ cm

ii) Untuk tiang beton prategang atau beton bertulang (Gbr. 6.22)

(1) Direncanakan sesuai dengan langkah No(1)s/d(5) seperti di atas, untuk tiang pipa baja.

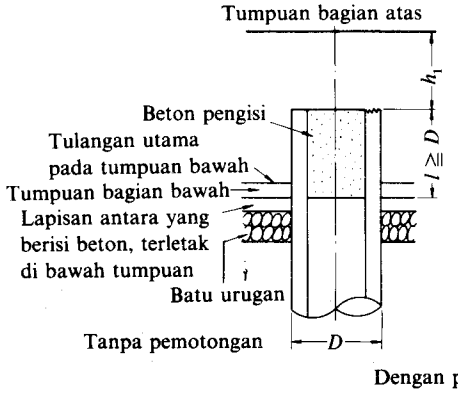
(2) Dipakai beton sampai sejauh diameter tiang, diukur dari kepala tiang.

(b) *Perencanaan berdasarkan cara B (Gbr. 6.20)*

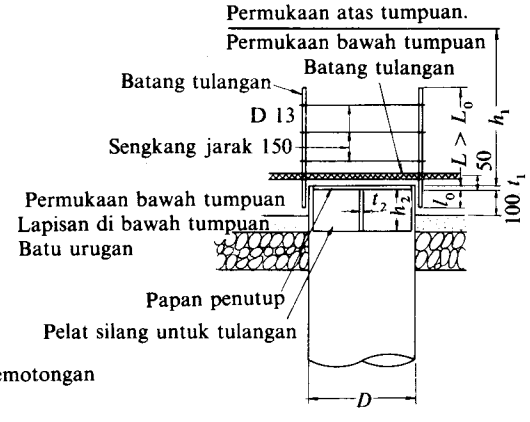
i) Untuk tiang pipa baja (Gbr. 6.23)

(1) Sama seperti (a)-i)-(1)

(2) Panjang dari kepala tiang sampai tumpuan yang dibuat sebelumnya, diperkirakan sekitar 10 cm.



Gbr. 6.22 Detail bangunan dari tiang PC (cara A).



Gbr. 6.23 Tiang pipa baja (cara B).

(3) Dilakukan pemeriksaan menurut (a)–i)–(3), (5), (6).

(4) Tahanan pendukung dalam arah mendatar untuk beton tumpuan dihitung dari persamaan berikut.

$$\sigma_{ch} = \frac{H}{D \cdot l} \leqslant \sigma_{ca} \tag{6.28}$$

(5) Jika gaya pemancangan P dan momen M, atau gaya tarik P_t dan momen M bekerja, maka penampang beton bertulang dianggap sama dengan ukuran kepala tiang, kemudian tegangan pada beton dan tulangan pada penampang ini dapat dihitung.

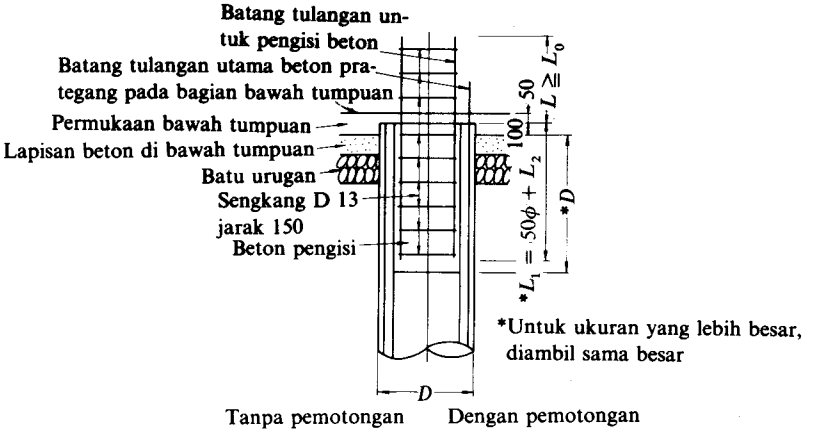
(6) Penjangkaran (*anchorage*) tulangan.

a) Tahanan geser pada daerah yang dilas, dihitung dengan persamaan berikut.

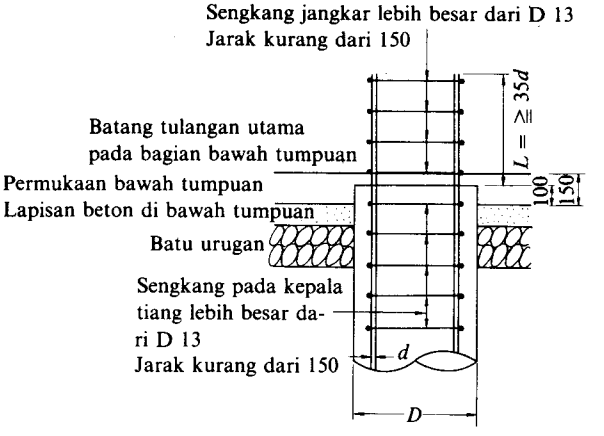
$$\tau_s = \sigma_{sa} \cdot A_{st} / (1{,}4\lambda - l_0) \leqslant \tau_{sa}$$

b) Panjang jangkar penulangan dihitung dengan persamaan berikut.

$$L_0 = \sigma_{sa} \cdot A_{st} / (\tau_a \cdot U) \tag{6.29}$$



Gbr. 6.24 Tiang beton prategang (cara B).



Gbr. 6.25 Detail struktural dari tiang yang dicor di tempat.

ii) Tiang beton prategang dan beton bertulang (Gbr. 6.24)
   (1) Pemeriksaan dilakukan menurut (a)–i)–(3), (5) dan (b)–i)–(2), (4), (5) dan (6)–(b), juga (a)–ii)–(2).
   (2) Dengan pemotongan pada kepala tiang, panjang penjangkaran tulangan akan bertambah 50ϕ dan bagian yang mengalami penambahan ini dianggap sebagai penampang beton bertulang. Dalam hal ini tiang beton prategang diabaikan.

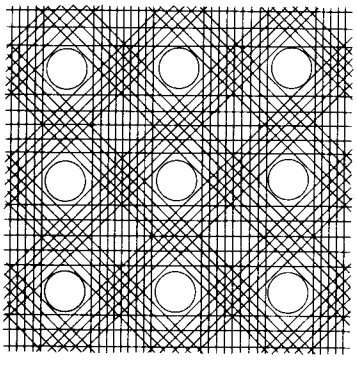
iii) Tiang yang dicor di tempat (*cast in place piles*) (Gbr. 6.25)
   (1) Pemeriksaan dilakukan menurut (a)–i)–(3), (5) dan (b)–i)–(2), (4), (5).
   (2) Walaupun penulangan pada tubuh tiang telah dijangkar menurut (b)–i)–(6)–(b), biasanya diperkirakan sebesar 35 *d*.

Pada persamaan di atas, tanda-tanda yang tidak dicantumkan berarti sebagai berikut:

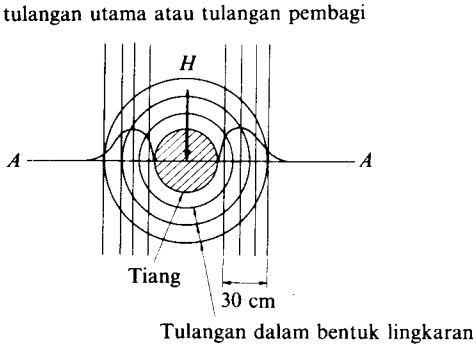
τ_a: Tahanan geser yang diizinkan untuk beton (kg/cm^2)
τ_s: Tahanan geser pada alur yang dilas dari tiang dengan penulangan (kg/cm^2)
σ_{ca}: Tahanan dukung yang diizinkan untuk beton (kg/cm^2)
σ_{sa}: Tahanan tarik yang diizinkan untuk tulangan (kg/cm^2)
τ_{sa}: Tahanan yang diizinkan untuk bagian yang dilas dari tulangan (kg/cm^2)
τ_{ca}: Tegangan las yang diizinkan dari beton (kg/cm^2)
d: Diameter tulangan (cm)
A_{st}: Luas penampang tulangan (cm^2)
U: Panjang keliling tulangan (cm)
λ: Panjang dari kaki atau alur yang dilas (cm)
l_0: Panjang pengelasan (cm)
L: Panjang penjangkaran tulangan (cm)
ϕ: Diameter baja beton prategang (mm)

(*3*) *Detail struktural bagian kepala tiang:* Detail struktural untuk setiap macam tiang diperlihatkan dalam Gbr. 6.21 sampai Gbr. 6.25 dan lebih penting, hal-hal berikut ini perlu diperhatikan benar-benar.

1) Jika dipakai cara A. Karena tulangan utama pada tepi bawah dari tumpuan telah dipotong, batang-batang tulangan harus disusun seperti yang diperlihatkan dalam Gbr. 6.26.
2) Jika dipakai cara B. Karena tegangan tarik yang terjadi pada potongan A-A seperti yang diperlihatkan dalam Gbr. 6.27 akibat gaya mendatar H, luas penampang tulangan mungkin tidak mencukupi untuk tulangan utama maupun tulangan pembagi. Dalam hal ini batang-batang tulangan pada penampang



Gbr. 6.26 Penulangan tumpuan.



Gbr. 6.27 Penyusunan batang dalam bentuk lingkaran.

tersebut yang dapat diperkirakan dari persamaan berikut dapat disusun secara melingkar dalam jarak 30 cm dari permukaan dinding luar tiang. Batang-batang tersebut disusun di bawah tulangan utama.

$$\left.\begin{aligned} A_s &= \frac{H}{2\cdot\sigma_{sa}} \\ A_{str} &= A_s - A_{st} \end{aligned}\right\} \qquad (6.30)$$

Di sini, H: Gaya mendatar (kg)

σ_{sa}: Tegangan tarik yang diizinkan untuk tulangan (kg/cm^2)

A_s: Luas penampang tulangan yang menahan tegangan tarik (cm^2)

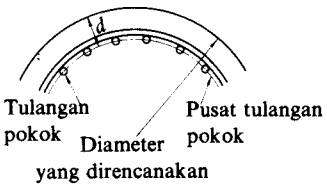
A_{st}: Luas penampang tulangan utama atau tulangan pembagi dalam jarak 30 cm dari tiang (cm^2)

A_{str}: Luas penampang tulangan yang disusun melingkar (cm^2)

3) Untuk tubuh tiang utama dari tiang yang dicor di tempat, berbeda dengan tiang pipa baja atau tiang beton prategang, penyusunan tulangan perlu dilakukan secara mendetail dengan kriteria disain. Contoh kriteria teknis untuk perincian tebal penutup beton di Jepang, diperlihatkan dalam Tabel 6.13, banyaknya tulangan utama maksimum maupun minimum diperlihatkan dalam Tabel 6.14

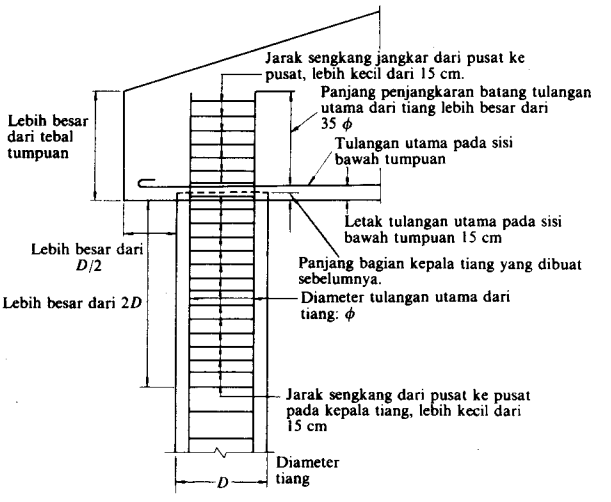
Tabel 6.13 Tebal selimut beton.

Dengan cara	Ukuran d minimum yang diperlihatkan dalam gambar
Semua cara yang memakai pipa pelindung Cara pemboran dalam arah berlawanan jarum jam Cara pemboran tanah	15 cm
Cara pondasi dalam	25 cm bila dinding penahan longsor diambil kembali, 10 cm bila dinding penahan longsor ditanam tanpa diambil kembali

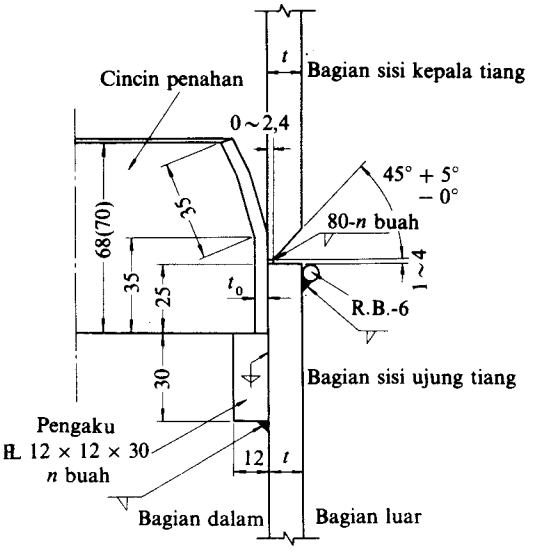


Tabel 6.14 Syarat banyaknya tulangan.

Macam	Maksimum	Minimum
Banyaknya tulangan	6% (6%)	0,4% (0,2%)
Diameter	(32 mm)	22 mm (19 mm)
Jarak bersih (netto)	(400 mm)	Dua kali lipat diameter tulangan, atau lebih dari dua kali lipat dibandingkan dengan ukuran butiran kasar
Jumlah		6 batang



Gbr. 6.28 Gabungan dengan tumpuan dan susunan sengkang.

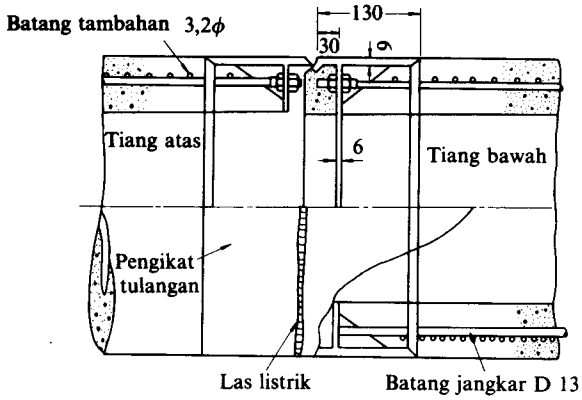


Tebal pelat baja dari cincin penahan

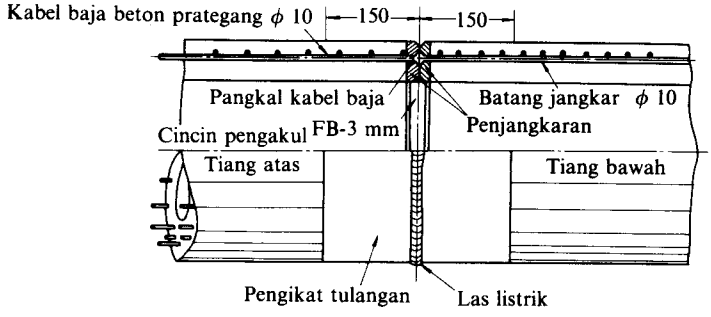
Diameter luar (nominal)	t_0 (mm)
Kurang dari 1000 mmϕ	4,5
Lebih besar dari 1000 mmϕ	6,0

Diameter luar (nominal)	n buah
Kurang dari 600 mmϕ	4
Kurang dari 1000 mmϕ	6
Lebih besar dari 1000 mmϕ	8

Gbr. 6.29 Bentuk standar dan ukuran pengelasan semi otomatis di lapangan untuk penyambungan tiang pipa baja.



Gbr. 6.30 Diagram struktural dari pengelasan penyambungan silindris.



Gbr. 6.31 Struktural dari pengelasan penyambungan penjangkaran.

dan ketentuan mengenai sengkang diperlihatkan dalam Gbr. 6.28.

(*4*) *Penyambungan di lapangan:* Tiang pracetak atau tiang yang dibuat di pabrik memerlukan penyambungan di lapangan, bila panjangnya lebih dari 12–15 m, akibat bermacam-macam keterbatasan dalam proses pembuatannya di pabrik, maupun dalam masalah pengangkutannya di darat. Ada empat macam penyambungan, dengan paku keling, las titik, baut dan las lumer. Paku keling dan sambungan dengan las titik tidak dipergunakan untuk bangunan permanen, dan baut sekarang hampir tidak dipakai lagi. Akibatnya penyambungan dengan las lumer secara otomatis kini banyak dipakai.

Karena tempat sambungan biasanya merupakan titik lemah pada tubuh tiang, maka dalam perencanaan sambungan ini harus diletakkan pada kedudukan di mana momen lenturnya cukup kecil.

Untuk tiang yang terbuat dari pipa baja, penyambungannya diperlihatkan dalam. Gbr. 6.29 dan untuk tiang beton diperlihatkan dalam Gbr. 6.30–6.31.

6.7 Pelaksanaan Pekerjaan Pemasangan Tiang

Pembuatan pondasi tiang harus dilakukan dengan pengawasan yang ketat. Hal-hal berikut ini seyogyanya diperhatikan dalam membuat pondasi tiang.

6.7.1 Hubungan Antara Perubahan Sifat Tanah Pada Tanah Asli Akibat Pekerjaan-Pekerjaan Pemasangan Tiang Dan Teknik Pemasangannya

Dalam melaksanakan pekerjaan pemasangan tiang, perubahan sifat kerapatan tanah

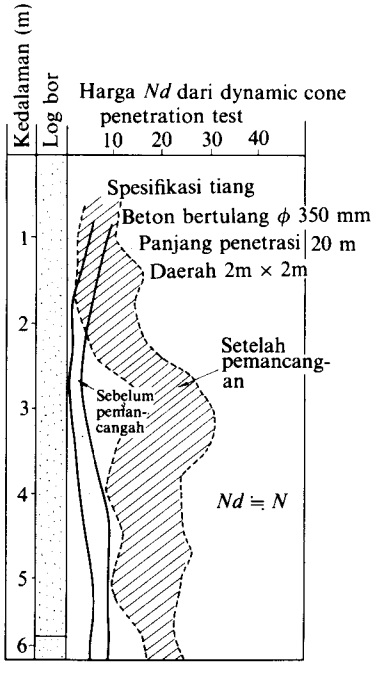
pada tanah asli pasti tak dapat dihindari. Hubungan antara teknik pemasangan tiang dan perubahan sifat tanah pondasi adalah sebagai berikut.

—Cara pemancangan	Tanah pondasi akan terpadatkan
—Cara penimbunan	Tanah pondasi menjadi mudah terurai (lepas)
—Cara dengan memakai tiang yang dicor di tempat	

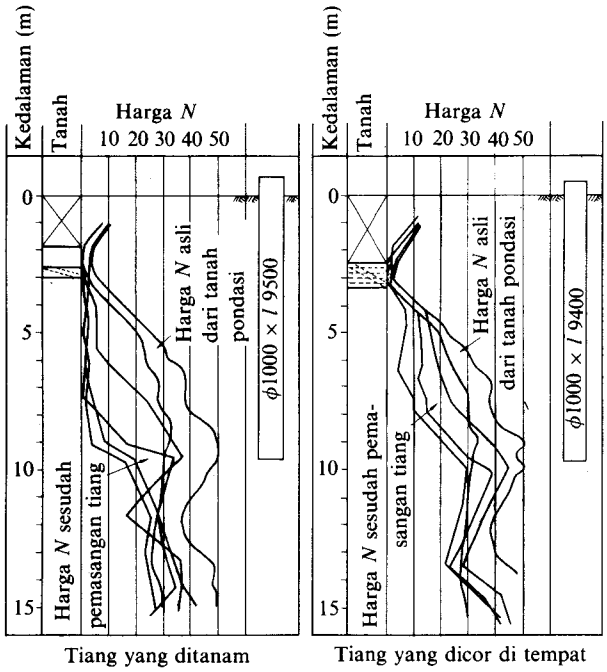
Alasannya adalah sebagai berikut. Pada cara pemancangan, sejumlah tanah yang volumenya sama dengan volume tiang, akan terdesak ketika tiang ditekan ke dalam tanah, dan pada cara penimbunan dan cara pengecoran di tempat, keseimbangan tekanan tanah akan lenyap ketika lubang digali dan selanjutnya sejumlah tanah akan berpindah tempat.

Sebagai hasilnya, keadaan dari tanah asli yang dipakai sebagai pedoman pada waktu merencanakan tiang akan sedikit berbeda dengan setelah pekerjaan pemasangan tiang selesai dilakukan. Oleh karena itu, daya dukung tiang yang diperkirakan juga akan berbeda dengan keadaan sebenarnya.

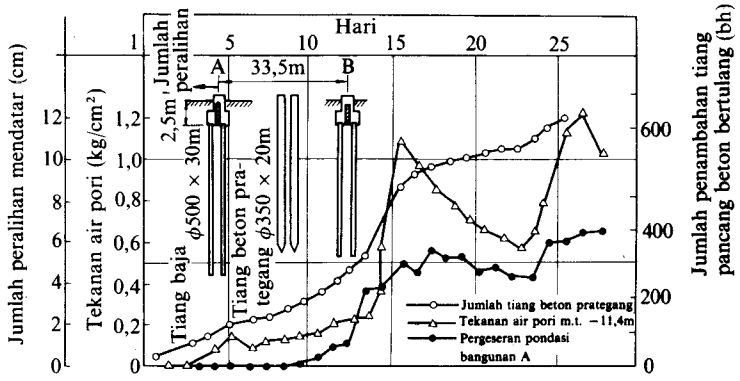
Pada tiang pancang, didapat daya dukung yang melebihi dugaan semula, sedang pada tiang yang ditanamkan atau pada tiang yang dicor di tempat timbul masalah berkurangnya daya dukung. Karena sifat-sifat memikul setiap macam tiang berbeda-beda sesuai dengan kecermatan pengawasan pekerjaan pemasangan tiang atau keahlian dalam melaksanakan pekerjaan, keamanan bagi pondasi tiang atau bangunan secara keseluruhan dapat diperlihatkan menurut garis yang menurun dengan tajamnya, Gbr. 6.32 menunjukkan suatu contoh tentang bertambahnya derajat kompaksi pada tanah pondasi akibat pemancangan tiang beton bertulang, dan Gbr. 6.33 memperlihatkan betapa harga N akan menurun akibat tiang yang ditanamkan atau tiang yang dicor di tempat (*cast in place*).



Gbr. 6.32 Pemadatan tanah pondasi oleh tiang pancang.



Gbr. 6.33 Perbandingan harga *N* antara sebelum dan sesudah pemasangan tiang.



Gbr. 6.34 Pergeseran bangunan yang telah ada akibat pemancangan tiang.

6.7.2 Hal-hal Yang Menyangkut Masalah Pemancangan

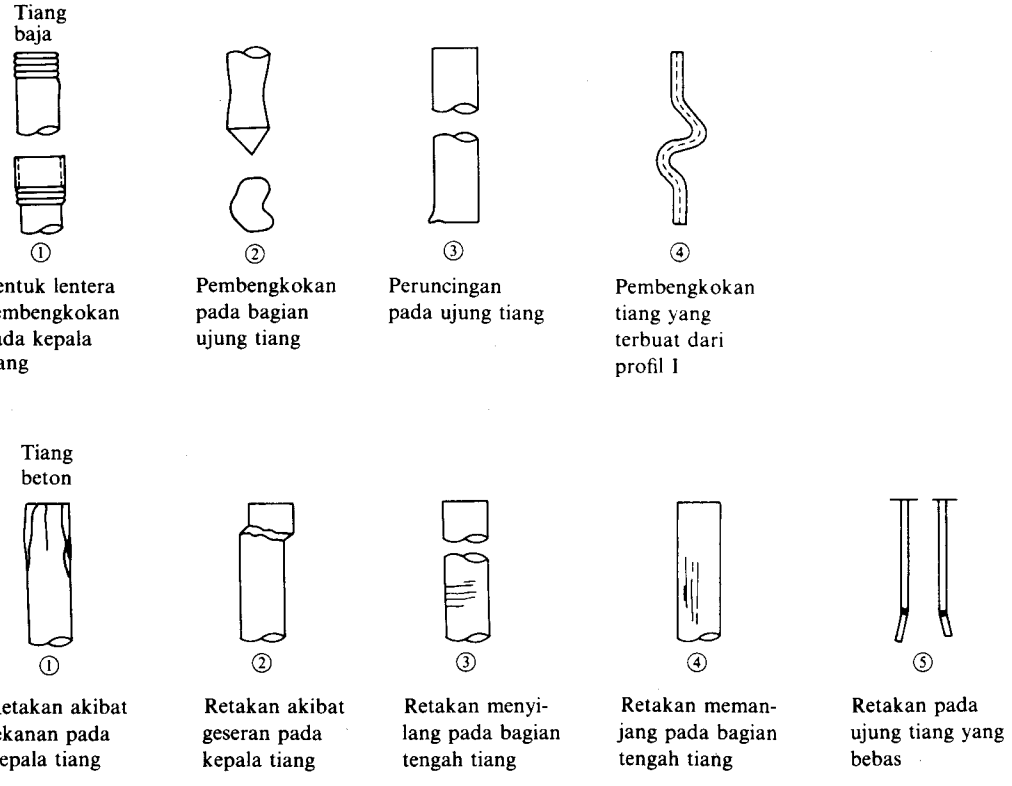
(*1*) *Pergerakan tanah pondasi:* Karena pemancangan tiang, tanah pondasi dapat bergerak, karena sebagian tanah yang digantikan oleh tiang akan bergeser, dan sebagai hasilnya kadang-kadang terjadi bahwa bangunan-bangunan yang berada di dekatnya akan bergerak dalam arah mendatar, maupun dalam arah vertikal, tergantung pada kesempatan yang dimilikinya. Gbr. 6.34 memperlihatkan keadaan di mana pondasi tiang suatu bangunan pabrik yang telah dipasang sebelumnya, bergerak dalam arah mendatar akibat adanya tiang-tiang yang dipancangkan belakangan. Dalam hal ini, tiang-tiang yang dipancangkan sebelumnya itu ternyata bergerak sekitar 6 sampai 7 m, dan dengan sendirinya dapat diduga bahwa pada tiang tersebut terjadi momen lentur yang cukup besar, maka tiang-tiang ini digali kembali dan terbukti telah terjadi retak-

retak pada tiang tersebut.

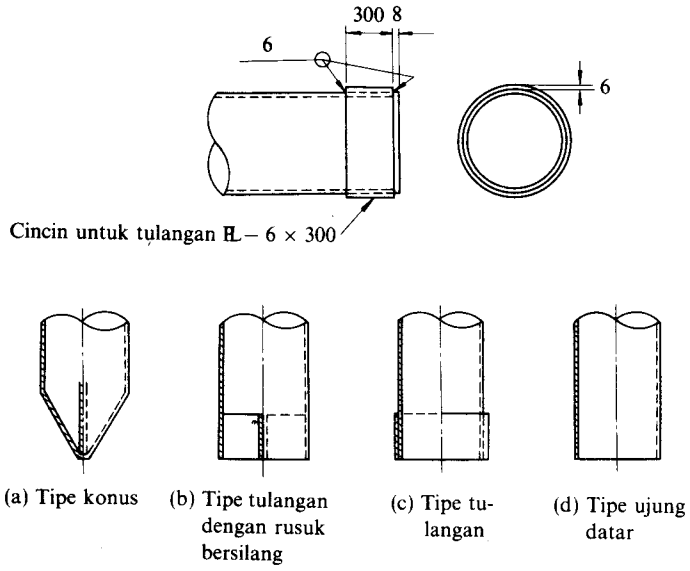
Tanpa mengurangi penghargaan terhadap tiang pancang seperti yang telah dibahas di atas, kita perlu mengumpulkan segala daya yang memungkinkan dalam pembangunannya, sehingga selain tidak terjadi peralihan tempat (*displacement*) pada tanah pondasi atau bangunan di dekatnya, tetapi juga takkan terjadi keganjilan-keganjilan pada tiang yang dipancangkan. Sebagai contoh, pernah terjadi tiang pancang yang dipancangkan pada suatu lereng (*slope*) justru menimbulkan kelongsoran pada lereng tersebut,

(*2*) *Kerusakan tiang dan ukuran penahan kerusakan tersebut:* Pemilihan ukuran dan mutu tiang didasarkan pada kegunaannya dalam perencanaan, tetapi setidak-tidaknya tiang tersebut harus dapat dipancangkan sampai ke pondasi. Jika tanah pondasi cukup keras dan tiang tersebut cukup panjang, tiang tersebut harus dipancangkan dengan penumbuk (*hammer*) yang cukup kuat, dan tiang harus dijaga terhadap kerusakan akibat gaya tumbukan "hammer" tersebut. Pada Gbr. 6.35 diperlihatkan berbagai macam bentuk kerusakan pada tiang, dan perlu diperhatikan di sini bahwa kerusakan pada tiang beton sering diakibatkan oleh tegangan tarik atau tegangan geser.

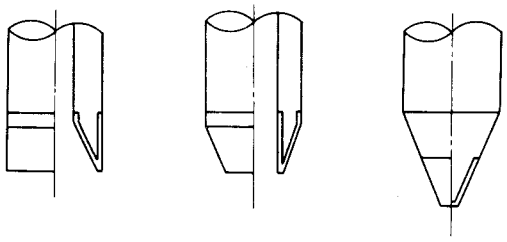
Dalam hal ini kepala tiang ataupun ujung tiang dapat dibentuk sedemikian rupa, sehingga mampu memperbesar ketahanan tiang tersebut. Gbr. 6.36 dan Gbr. 6.37 memperlihatkan bentuk ujung tiang pipa baja, dan tiang beton prategang, berturut-turut. Dalam hal ini, perlu diperhatikan bahwa daya dukung tiang dapat berkurang, walaupun



Gbr. 6.35 Contoh-contoh kerusakan pada tiang utama.



Gbr. 6.36 Contoh-contoh bentuk ujung pipa baja.



Gbr. 6.37 Contoh bentuk ujung tiang beton prategang.

pemancangan menjadi lebih mudah, tergantung pada perubahan bentuk ujung tiang tersebut.

(*3*) *Penghentian pemancangan tiang:* Dalamnya pemancangan pada saat mana pemancangan tiang dapat dihentikan, menurut prinsip adalah 2 ā 3 kali panjang diameter tiang diukur dari batas lapisan tanah pendukung, atau sekitar 2 ā 3 meter. Karena tebal lapisan pendukung berbeda-beda di setiap tempat, maka pemancangan yang diakibatkan oleh gaya tumbuk sampai kedalaman yang disyaratkan atau direncanakan seperti di atas, harus dihindari. Untuk tiang beton prategang, sulit sekali memancangkan tiang tersebut sampai sedalam lebih dari 2 meter pada lapisan berlempung yang mempunyai harga N yang lebih besar dari 10 ā 15; atau pada lapisan berpasir yang mempunyai harga N lebih besar dari 30. Untuk tiang pipa baja, akan sulit sekali memancangkan tiang tersebut sampai kedalaman dua meter pada lapisan berlempung yang mempunyai harga q_u lebih besar dari 10 kg/cm^2 (harga N sekitar 20–30).

Bila lapisan tanah pendukung tidak begitu tebal, pemancangan tiang dapat dihentikan pada kedalaman sekitar setengah dari tebal lapisan tanah pendukung tersebut.

Bila suatu tiang pancang yang ujungnya terbuka dipancangkan ke dalam tanah pondasi, dan hampir-hampir tak mungkin bagi kita untuk mengetahui kapan ujung tiang mencapai lapisan pendukung, maka suatu batang melintang yang terdapat pada

Tabel 6.15 Jenis dan karakteristik bermacam-macam penumbuk.

	Penumbuk yang dijatuhkan	Penumbuk bertenaga uap (udara)	Penumbuk bertenaga diesel	Penumbuk getar
Keuntungan	Peralatan sederhana Tinggi jatuh dapat diperiksa dengan mudah Kesulitan kecil dan biaya operasi rendah	· Kemampuan baik · Miring atau pun di dalam air · Kepala tiang tidak begitu cepat rusak · Beberapa mesin dapat dipakai untuk menarik	· Mudah dipindahkan · Menghasilkan daya tumbuk yang besar · Kemampuan baik · Biaya bahan bakar rendah	· Mampu memancang dalam arah dan kedudukan yang tepat · Suara penumbukan hampir tak terdengar · Kepala tiang tidak begitu cepat rusak · Mampu memancang dan menarik
Kerugian	Kepala tiang mudah rusak Panjang pemancangan terbatas Sering menjadi eksentris pemancangan lambat Banyak bahayanya pada pemancangan tidak langsung	· Diperlukan kompresor berukuran besar · Pipa karet merupakan rintangan · Tinggi jatuh tak dapat dikendalikan · Penumbukan menimbulkan suara gaduh, dan kompresor menimbulkan bunga api, asap dan suara berisik	· Karena bebannya berat, alat menjadi besar · Pada lapisan lunak pengerjaan menjadi lambat · Penumbukan menimbulkan suara gaduh dan terjadi percikan-percikan minyak pelumas	· Memerlukan tenaga listrik yang besar · Kurang mampu mengubah sifat-sifat tanah
Penyesuaian	Tidak terpengaruh oleh tanah Bila penampang cukup kecil Bila diperlukan penyesuaian pemancangan	· Dapat digunakan untuk semua jenis tanah · Pengaturan jatuhnya penumbuk dapat dilaksanakan tanpa pengawas	· Lebih cocok untuk tanah pondasi yang keras · Dapat digunakan untuk semua jenis tanah	· Cocok bagi tanah pondasi yang lunak · Dapat dipergunakan untuk menarik

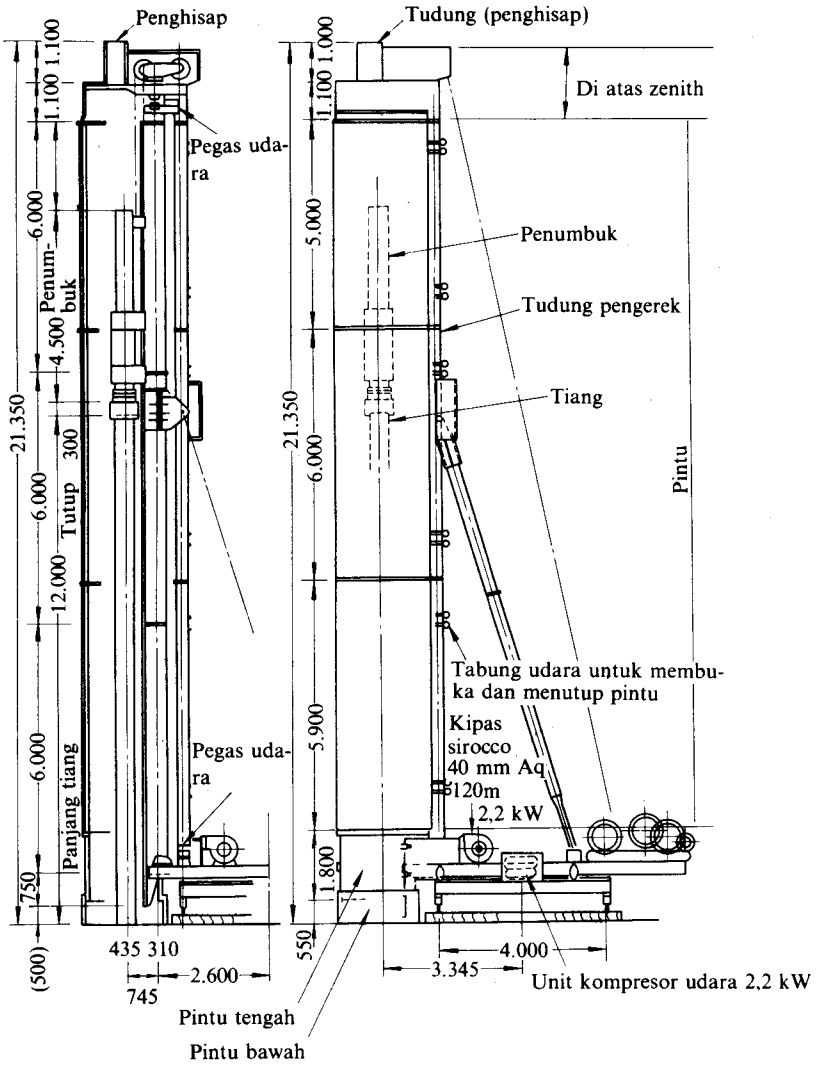
tiang tersebut akan mempermudah mencapai lapisan pendukung, karena segera setelah ujung tiang menembus lapisan pendukung, derajat penetrasinya akan menurun secara tiba-tiba. Begitu lapisan pendukung bagi tiang pipa baja tercapai, biasanya harga N untuk lapisan pendukung akan lebih besar dari 30 untuk lapisan berpasir atau lebih dari 20 untuk lapisan berlempung.

(*4*) *Pemilihan peralatan:* Alat utama yang dipergunakan untuk memancang tiang-tiang pracetak adalah penumbuk (*hammer*) dan mesin derek (*tower*). Untuk memancangkan tiang pada posisi yang tepat, cepat dan dengan biaya yang rendah, penumbuk dan dereknya harus dipilih dengan teliti agar sesuai dengan keadaan di sekitarnya, jenis dan ukuran tiang, tanah pondasi dan perancahnya.

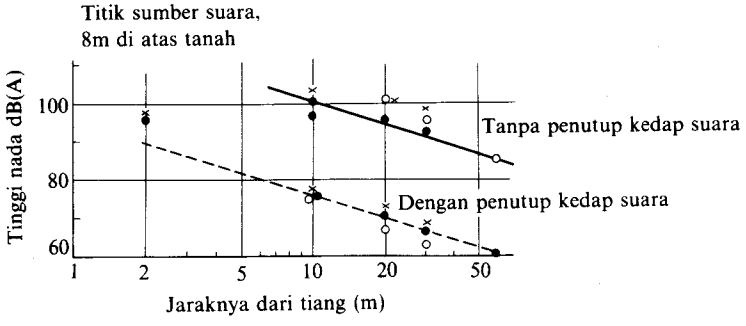
Faktor-faktor yang mempengaruhi pemilihan penumbuk adalah kemungkinan pemancangannya dan manfaatnya secara ekonomis. Karena dewasa ini masalah-masalah lingkungan seperti suara bising atau getaran tidak boleh diabaikan, maka pekerjaan seperti ini perlu digabungkan dengan teknik-teknik pembantu lainnya, walaupun sebelumnya telah ditetapkan salah satu cara pemancangan tertentu.

Sifat-sifat dari berbagai penumbuk (*hammer*) diperlihatkan dalam Tabel 6.15. Hal ini perlu diperhatikan dalam memilih jenis penumbuk tersebut.

Gbr. 6.38 memperlihatkan suatu contoh pelindung yang kedap suara, sehingga derajat kebisingan berkurang seperti diperlihatkan dalam Gbr. 6.39.



Gbr. 6.38 Contoh pelindung suara.



Gbr. 6.39 Pengaruh penutup kedap suara.

6.7.3 Masalah-masalah Yang Berhubungan Dengan Cara Penimbunan Dan Cara Pemakaian Tiang Yang Dicor Di Tempat

Perbedaan antara cara penimbunan dengan cara pemakaian tiang yang dicor di tempat, hanyalah dalam cara pembentukan tubuh tiang tersebut, tetapi kedua cara ini hampir sama dalam cara pelaksanaannya. Selanjutnya cara penimbunan akan lebih banyak dibahas dalam bab ini. Di antara cara-cara pemakaian tiang yang dicor di tempat, kita lebih banyak menekankan pada cara BENOTO, cara penggalian dalam arah melawan gerak jarum jam, cara penggalian tanah yang banyak memberikan pekerjaan dalam pelaksanaannya, dan cara pondasi dalam berdasarkan pada penggalian dengan tenaga manusia seperti kebiasaan di masa silam, dan terbukti banyak dipakai di Jepang.

(*1*) *Kesulitan-kesulitan dari setiap cara di atas:* Cara BENOTO, cara penggalian dalam arah melawan gerak jarum jam, dan cara penggalian tanah, di samping menurut sejarah sudah dipakai lebih dari 20 tahun, memiliki kelemahan, yaitu kelayakan konstruksi mempunyai pengaruh langsung terhadap mutu, sebab tubuh tiang terbentuk di lapangan, dan kelayakannya sulit diperiksa. Hal ini diragukan dalam menaksir kebenarannya. Karena sebagian besar pekerjaan menurut cara ini dilaksanakan di bawah muka air, terjadi kesulitan-kesulitan sebagai berikut.

1. Tanah pondasi akan mengurai pada ujung tiang atau pada sekeliling tiang.
2. Terjadi keruntuhan/longsor pada keliling dinding lubang galian.
3. Jika pemeriksaan beton dilakukan secara sembarangan, mutu pekerjaan ini akan merosot dengan hebatnya.
4. Akibat penyingkiran lumpur yang kurang sempurna, daya dukung akan merosot pula.
5. Kesulitan sehubungan dengan air tanah.
6. Kesulitan akibat pengelolaan sistim drainasi/pembuang dan air yang berlumpur.

Itulah masalah-masalah penting yang harus diselesaikan untuk membentuk tiang yang dicor di tempat yang dapat diandalkan dan agaknya perlu diselidiki bagaimana cara mengontrol pelaksanaan pekerjaan, atau di mana cacad-cacad dari setiap cara di atas dan kemudian mempertimbangkan penanggulangannya.

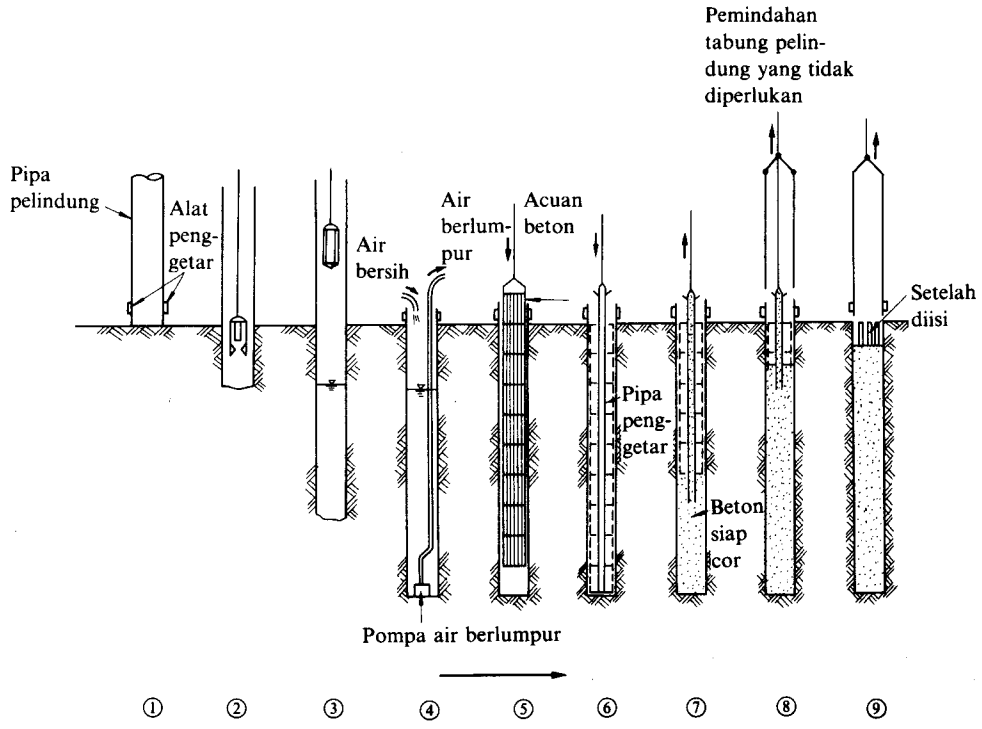
Sebaliknya, cara pondasi dalam yang didasarkan pada penggalian dengan tenaga manusia, terbukti banyak dipakai sejak dahulu di banyak negara, dan biasanya dipakai tiang-tiang dengan diameter antara 1,2–4,6 kali diameter tiang. Cara ini dapat diandalkan ditinjau dari segi pelaksanaannya, dan hasilnya selalu bertambah baik. Betapapun juga, karena cara ini didasarkan pada penggalian dengan tenaga manusia dan mengakibatkan timbulnya air tanah, maka cara ini tidak selalu dipakai untuk setiap tanah pondasi.

Cara BENOTO, cara penggalian dalam arah berlawanan dengan putaran jarum jam, cara penggalian tanah, dan cara pemakaian pondasi dalam, dapat dilihat dalam Gbr. 6.40 s/d Gbr. 6.43.

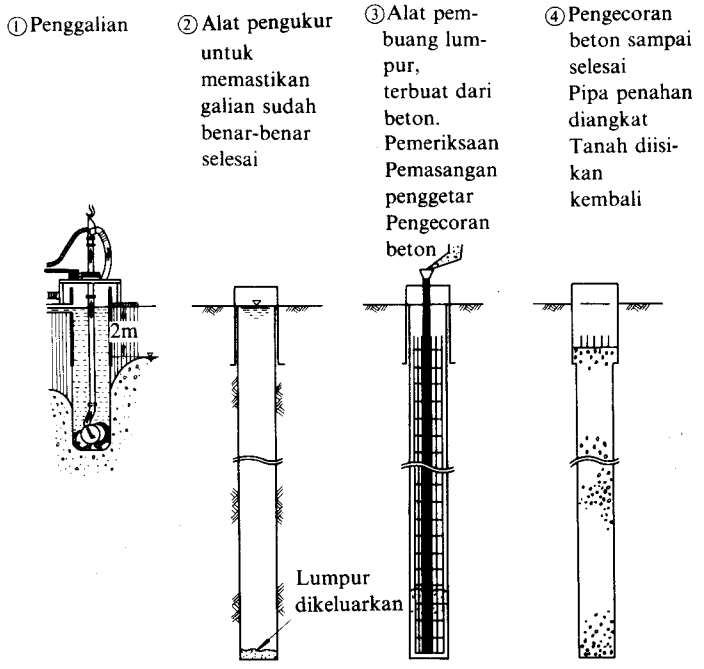
(*2*) *Terurainya tanah pondasi:* Penyebab terurainya tanah pondasi di sekeliling tiang adalah terlepasnya tegangan, "boiling" (meletup), desakan, dan mekanisme penggalian.

Tetapi tanah pondasi tak mungkin tidak terurai selama penggalian dilakukan dan mau tak mau hal-hal seperti di atas harus tetap diperhatikan. Untuk menanggulanginya, hal-hal sebagai berikut ini harus diperhatikan selama melaksanakan pekerjaan.

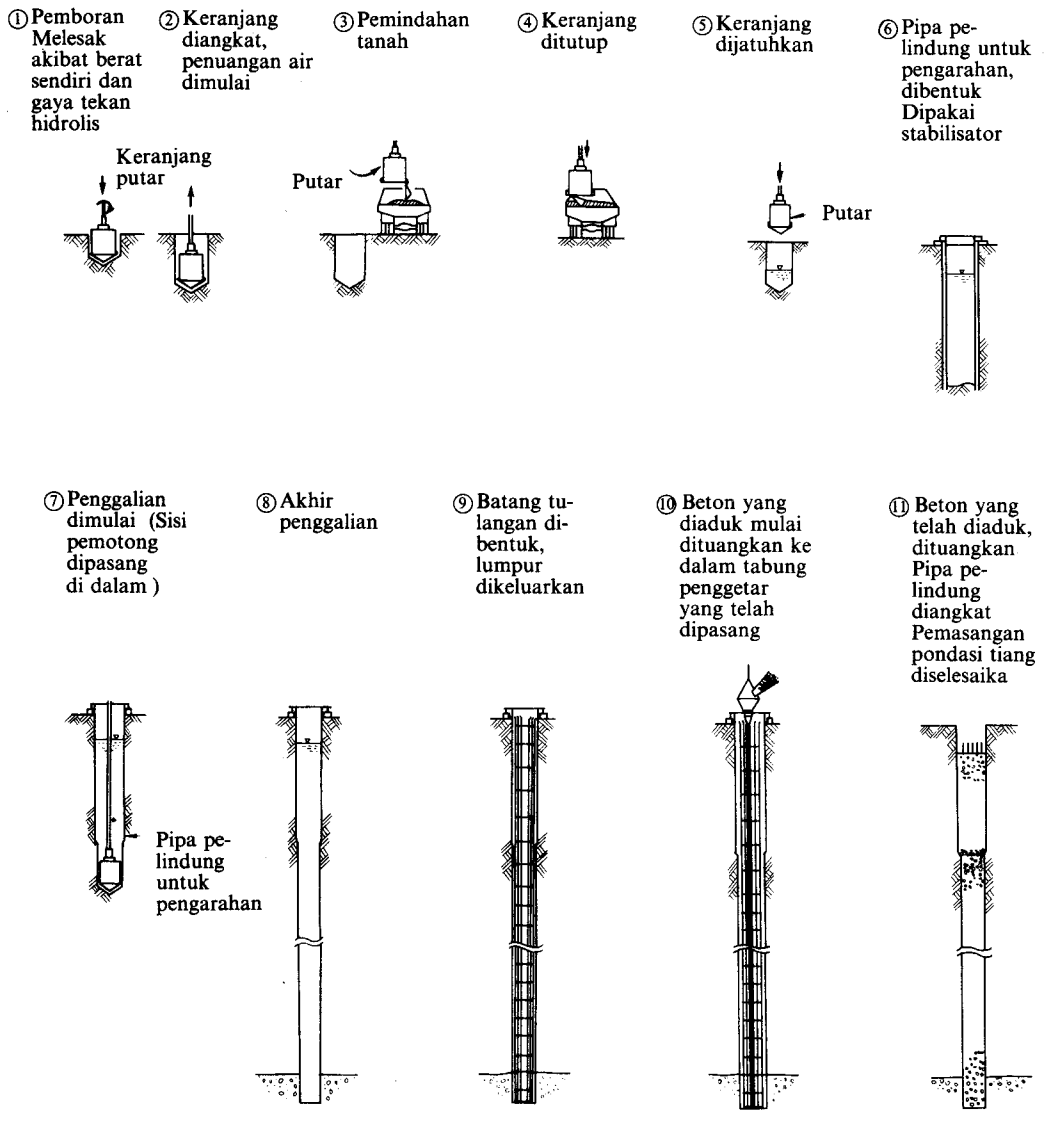
1) Selama menggali, muka air pada lubang galian harus dijaga supaya tetap berada di atas muka air tanah, untuk mencegah terjadinya "peristiwa mendidih."
2) Jika menggali, jagalah supaya tidak menggali secara berlebihan.



Gbr. 6.40 Cara BENOTO dan petunjuk pelaksanaan konstruksi.



Gbr. 6.41 Cara pemboran dalam arah melawan putaran jarum jam.

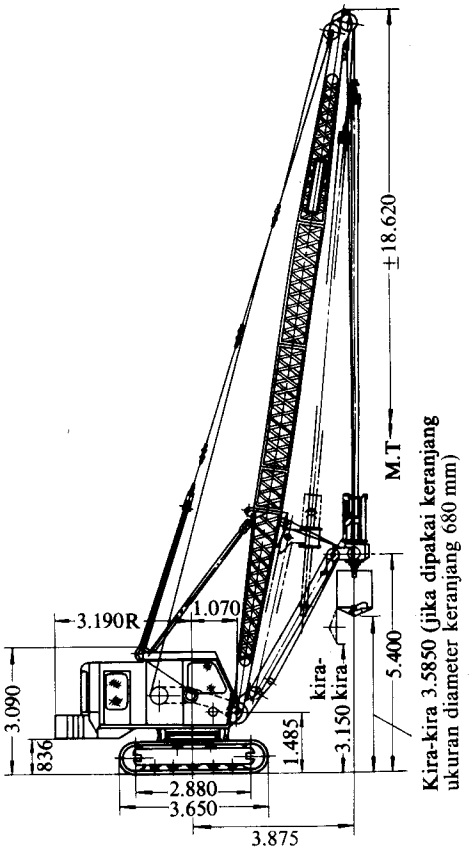


(a) Urutan proses pemasangan

Gbr. 6.42 Cara pemboran tanah.

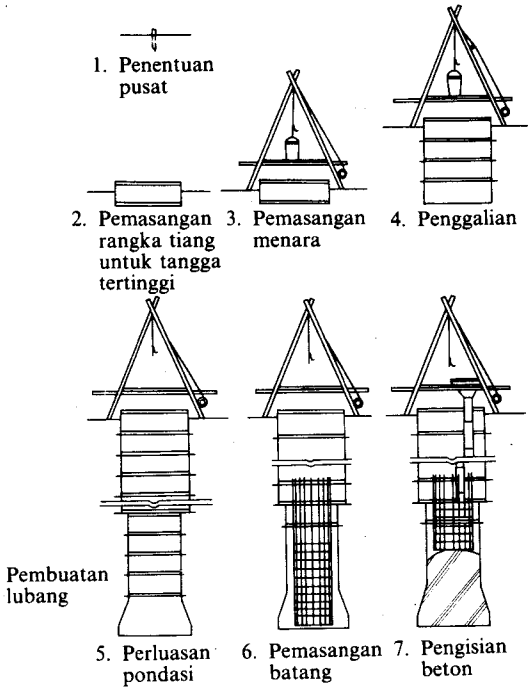
3) Dengan mencacah (memecah tanah pondasi perlahan-lahan) maka tanah pondasi dapat dihindarkan dari bahaya kelongsoran seminimum mungkin.
4) Setelah galian selesai, tanah pondasi yang terurai harus dipadatkan kembali, misalnya dengan cara impregnasi/penyerapan dan lain-lain.

(*3*) *Keruntuhan pada permukaan dinding lubang galian:* Tanah pondasi yang digali selalu terpengaruh oleh keadaan pada tanah pondasi itu sendiri, seperti tekanan tanah, tekanan air tanah dan keadaan-keadaan di sekelilingnya seperti naik turunnya keranjang galian, dan getaran dari luar. Sebagai hasilnya, permukaan dinding lubang galian yang kehilangan kesetimbangannya akibat penggalian ini, terancam bahaya runtuh. Ditinjau



(b) Pembor tanah U 106A-2

Gbr. 6.42 Cara pemboran tanah.



Gbr. 6.43 Cara pondasi dalam.

dari segi keruntuhan pada permukaan dinding, cara BENOTO yang memakai pipa pelindung (*casing*) adalah lebih menguntungkan dibandingkan dengan cara penggalian dalam arah melawan putaran jarum jam, maupun cara penggalian tanah yang kedua-duanya tidak mempergunakan pipa pelindung. Tetapi bila tindakan penanggulangan telah dipertimbangkan sebelumnya, maka terjadinya keruntuhan masih dapat dicegah, juga untuk keruntuhan sesudahnya. Dalam cara penggalian tanah, misalnya, sebagai tindakan penanggulangan adalah dengan jalan menstabilkan tanah tersebut. Fungsi stabilisator itu adalah sebagai berikut:

1) Dengan membentuk semacam kerak pada permukaan dinding lubang galian, maka keruntuhan dapat dicegah.
2) Membanjirnya air tanah ke tanah pondasi dapat dihalangi.
3) Tekanan tanah dapat ditanggulangi, dan jika tanah pondasi menjadi lembab, aliran air dapat dicegah.

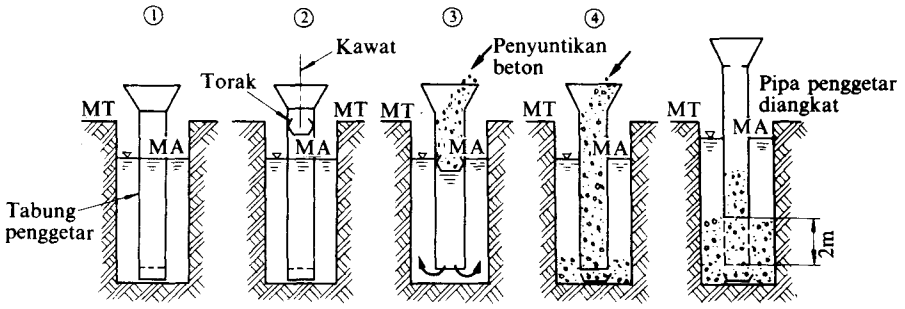
Bahan utama dari stabilisator tersebut diperlihatkan dalam Tabel 6.16.

(*4*) *Pengecoran beton:* Karena pengecoran beton pada tiang yang dicor di tempat dalam banyak hal sering dilakukan di bawah air, umumnya dipakai torak (*plunger*) penggetar yang dimasukkan ke dalam air. Urutan proses pelaksanaannya diperlihatkan dalam Gbr. 6.44. Torak yang diperlihatkan pada gambar kedua, dipakai untuk mencegah air supaya tidak meresap ke dalam pipa penggetar, dan torak tersebut akhirnya akan terbenam di dasar setiap pipa.

Selama mengecor beton, bila beton dituangkan ke dalam lubang, dan beton tersebut terurai menjadi kerikil, pasir dan semen sehingga cairan akan berkumpul di bagian atas beton, hal ini membuat beton tersebut menjadi merosot mutunya. Bila keadaan ini

Tabel 6.16 Bahan-bahan stabilisator Utama.

Bahan	Unsur penyusun
Bentonite	Mineral lempung yang sebagian besar terdiri dari montmorillonite
Perlite	Barium sulfat
CMC	Sodium, Carboxyl, Methyl cellulose
Zat penghambur (dispersi) dengan sistim asam humus	Nitrohumic acid soda
Zat penghambur dengan sistim lignin	Ferrochrome ligninsulphonic acid soda (FCL)
Zat pencegah kelebihan air	Pulp, kapuk



Gbr. 6.44 Cara penggetaran dengan torak.

terjadi berulang kali, kerikil akan merupakan suatu lapisan di antara beton sehingga kekuatan beton menjadi jauh berbeda dengan keadaan sebenarnya, maka hal ini harus benar-benar diperhatikan.

(5) *Merosotnya daya dukung akibat pengerukan lumpur yang tidak sempurna:* Bilamana dan bagaimana lumpur terjadi, dapat dilihat dalam Tabel 6.17. Bila beton dituangkan pada tempat berkumpulnya lumpur, maka akan terjadi kerugian seperti yang diperlihatkan dalam Gbr. 6.45, dan daya dukung tiang menjadi sangat kecil, yang mengakibatkan banyaknya tiang menjadi sangat berlebihan. Oleh karena itu, pada tiang yang dicor di tempat, lumpur harus dikeluarkan sebaik-baiknya.

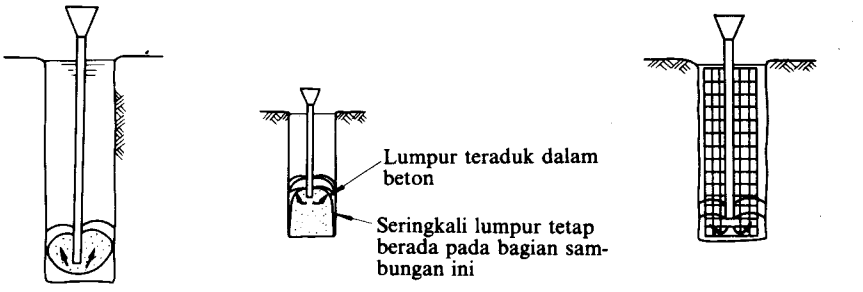
Sebaiknya lumpur dikeluarkan setelah tulangan beton selesai dipasang dan tepat sebelum adukan beton mulai dituangkan.

Untuk mengeluarkan lumpur ini, ada berbagai cara, antara lain dengan sistim pompa udara, sistim pompa tekanan air, sistim pompa bawah air, dan sistim pengerukan dengan mencampurkan adukan semen, seperti yang diperlihatkan dalam Gbr. 6.46.

Tabel 6.17 Keadaan yang menyebabkan terjadinya lumpur.

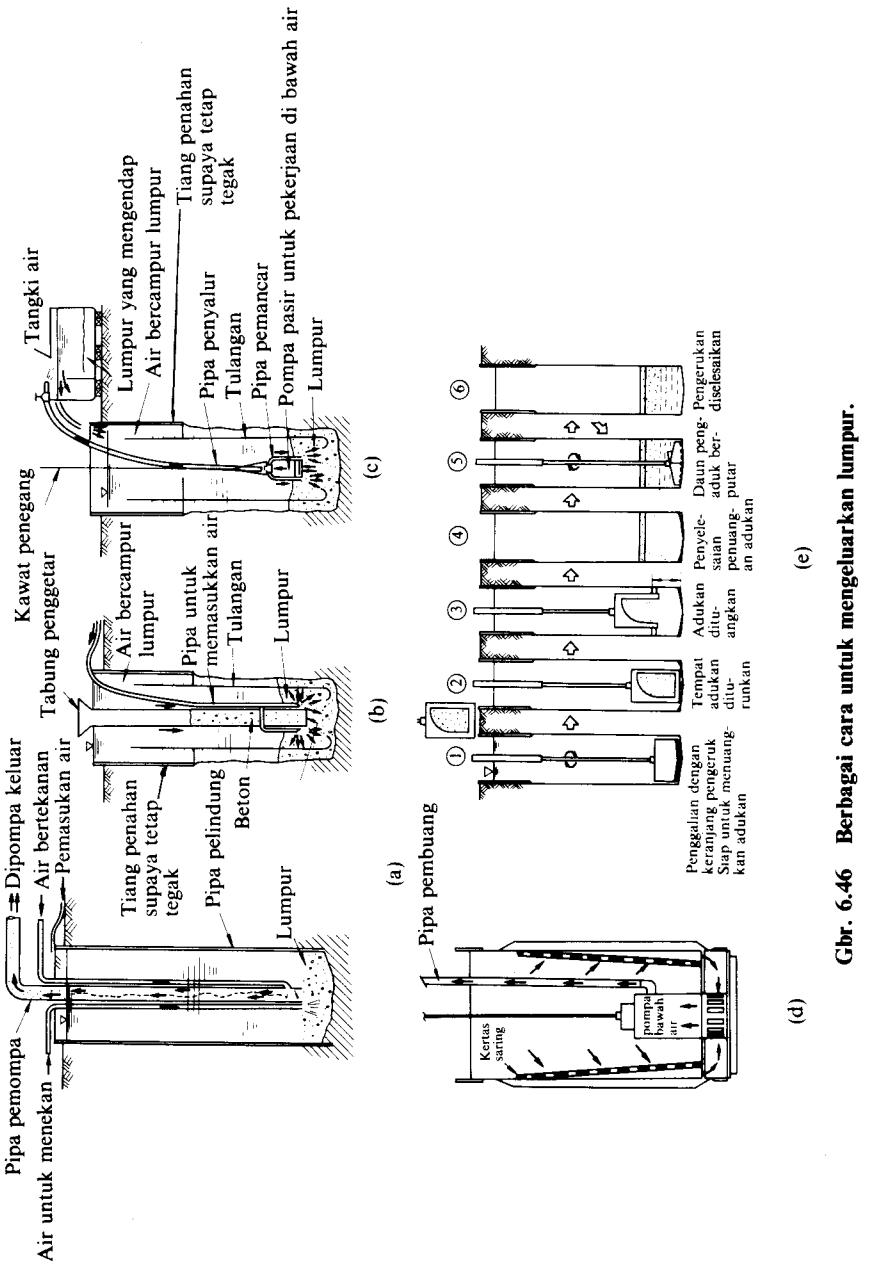
Dengan cara	Penyebab keadaan			
	Selain lanau, butir-butir yang tertahan juga bertambah	Bila pembetonan telah dilakukan, dinding lubang galian akan runtuh bila disentuh ujungnya	Akibat alat penggali, keruntuhan bertambah	Penggalian sulit dilakukan walaupun telah dipakai stabilisator
BENOTO	○		○	
Pemboran dalam arah berlawanan dengan putaran jarum jam	○	○	○	
Pemboran tanah		○	○	○

Tanda O: Hal yang bersangkutan



(a) Beton mengandung lumpur (b) Beton "menelan" lumpur (c) Penulangan terapung

Gbr. 6.45 Kerugian akibat lumpur.



Gbr. 6.46 Berbagai cara untuk mengeluarkan lumpur.

7 PONDASI KAISON (*CAISSON FOUNDATION*)

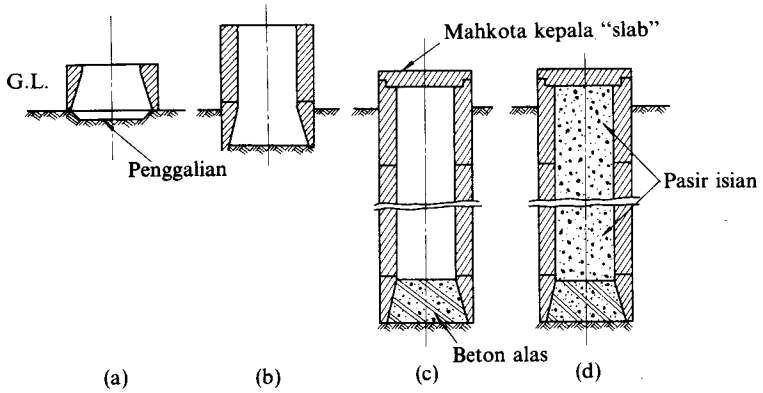
7.1 Umum

Kaison adalah suatu pondasi yang terletak pada lapisan pendukung, yang terbenam ke dalam tanah karena beratnya sendiri dan dengan mengeluarkan tanah galian dari dasar bangunan bulat, yang terbuat dari beton bertulang. Jenis ini dibedakan antara kaison terbuka (*open caisson*) dan kaison tekanan (*pneumatic caisson*).

7.1.1 Kaison Terbuka (*Open Caisson*)

Kaison terbuka dibuat berdasarkan prosedur yang diperlihatkan dalam Gbr. 7.1. Mula-mula bagian yang tajam dibuat di permukaan tanah (dalam beberapa hal, pada sisinya). Ketika pengerjaan tubuh beton sudah mendekati penyelesaian, penggalian di dalam kaison dimulai. Selama penggalian, kaison mulai terbenam. Kemudian ketika bagian atas dari tubuh kaison terbenam dan mendekati dasar pondasi, unit kaison yang lain mulai disambungkan. Kemudian penggalian di dalam kaison dan penambahan tubuh kaison diulangi, sampai kaison berpijak pada kedalaman yang direncanakan. Akhirnya, lantai beton dasar dikerjakan, kemudian bahan-bahan (tanah dan pasir atau air) pada kaison diisikan, lalu lantai beton penutup diselesaikan. Untuk cara penggalian, umumnya dilakukan penggalian secara basah dengan menggunakan keranjang clamshell (*clamshell bucket*) yang dipasang pada ujung kawat mesin derek (*crane*).

Karena beton lantai dasar pada umumnya terletak di bawah muka air, dipakai cara penggetaran dengan membuat pipa-pipa getar atau cara pemakaian beton pracetak untuk membuat beton.

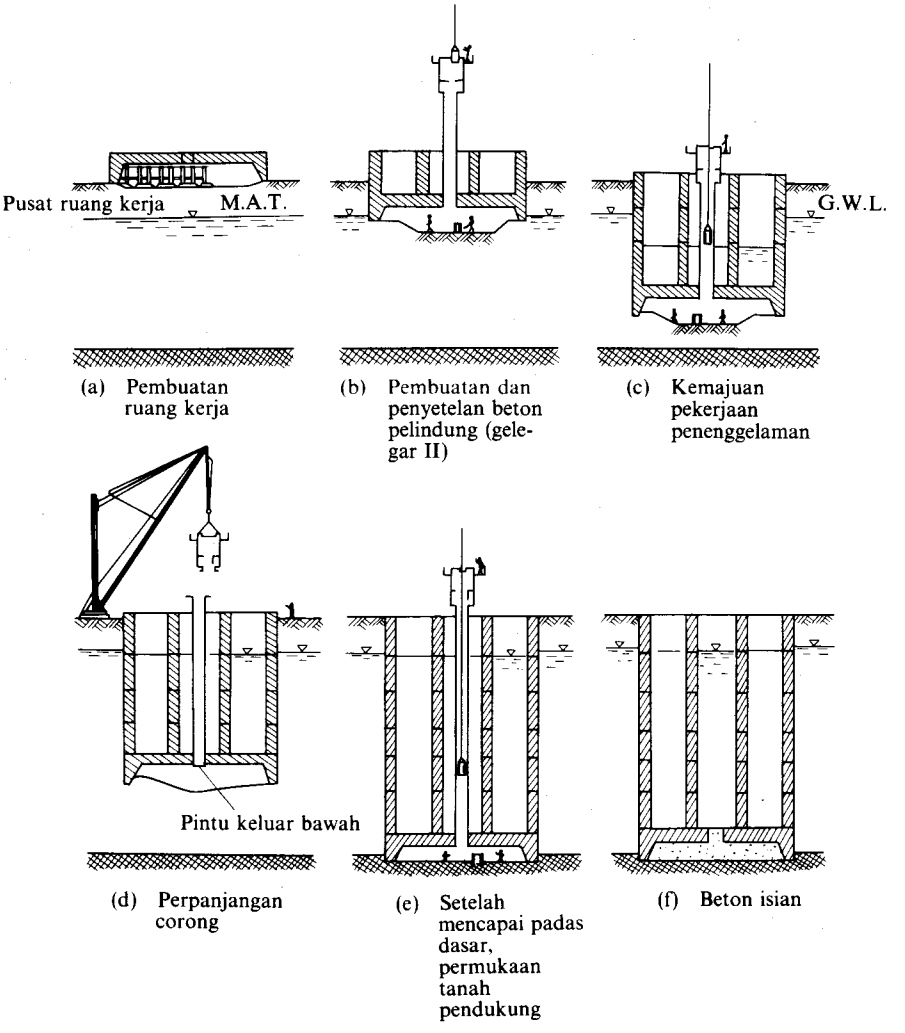


Gbr. 7.1 Proses pembuatan kaison terbuka.

7.1.2 Kaison Tekanan (*Pneumatic Caisson*)

Kaison tekanan dibuat berdasarkan prosedur seperti yang diperlihatkan dalam Gbr. 7.2. Konstruksi tubuh kaison sama dengan kaison terbuka, tetapi dalam cara ini dipakai ruang kerja yang kedap udara dengan memasang langit-langit setinggi 1,8 m sampai 2,0 m dari sisi kaison. Kemudian ke dalam ruang kerja dimasukkan udara bertekanan yang sama besar dengan tekanan air tanah, untuk mencegah air membanjiri ruang tersebut, sehingga penggalian di dalam ruang tersebut dapat dilakukan, baik dengan tenaga manusia maupun mesin (Lihat Gbr. 7.48 nanti). Corong dan pintu udara dipakai untuk jalan keluar/masuk para pekerja, juga sebagai tempat mengeluarkan tanah galian dan pasir, seperti diperlihatkan dalam Gbr. 7.3. Untuk kaison besar, dipakai dua buah pintu udara, satu untuk jalan masuk/keluar pekerja dan lainnya untuk tempat mengeluarkan tanah maupun pasir. Pintu untuk tempat keluar pekerja ini disebut pintu manusia dan pintu untuk mengeluarkan tanah dan pasir ini disebut pintu bahan.

Untuk kaison tekanan, jika penurunan tidak terjadi lagi, walaupun masih berada di



(a) Pembuatan ruang kerja

(b) Pembuatan dan penyetelan beton pelindung (gelegar II)

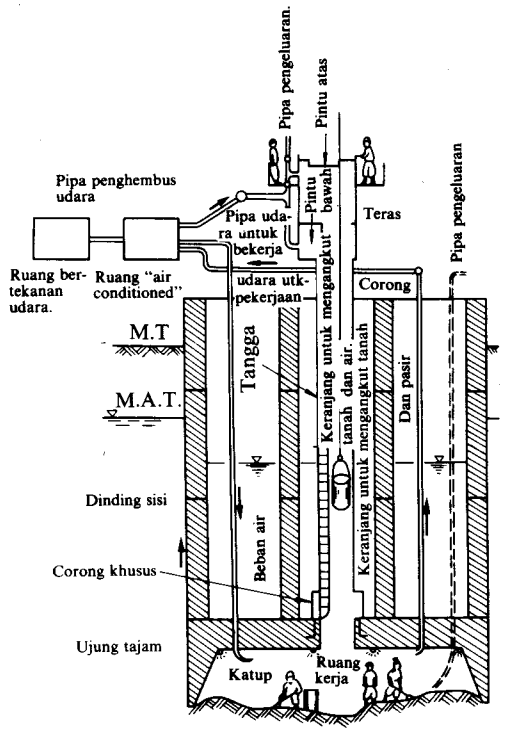
(c) Kemajuan pekerjaan penenggelaman

(d) Perpanjangan corong

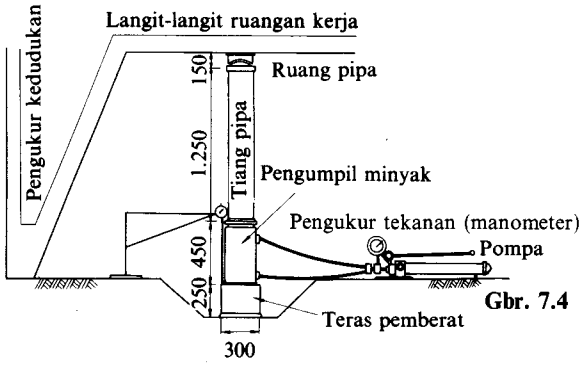
(e) Setelah mencapai padas dasar, permukaan tanah pendukung

(f) Beton isian

Gbr. 7.2 Proses pembuatan kaison tekanan.



Gbr. 7.3 Bagian pekerjaan kaison tekanan.



Gbr. 7.4 Pemeriksa kekuatan pendukung tanah.

dalam waktu penurunan (*time of settlement*), akibat gaya geser permukaan pada tubuh kaison ataupun tekanan udara pada ruang kerja, beban penurunan lebih mudah dapat disesuaikan bila dibandingkan dengan kaison terbuka, yaitu dengan meletakkan beban (terutama air) pada langit-langit pelat.

Bila penurunan telah mencapai kedalaman yang dikehendaki, ke dalam ruang kerja dituangkan beton setelah kekuatan pendukung tanah diperiksa berdasarkan suatu cara seperti yang diperlihatkan dalam Gbr. 7.4, dan keamanan tanah pondasi telah terjamin.

7.1.3 Pemakaian Pondasi Kaison

Kaison dipakai sebagai pondasi bangunan yang besar, bila cara pemotongan terbuka tidak dapat dipakai, akibat adanya air yang naik, atau endapan pada dasar pondasi dan lain-lainnya, dan di samping itu bila daya dukung (vertikal atau mendatar) tidak mencukupi dalam pondasi tiang, atau bila penurunan atau getaran memegang peranan dalam penilaian pemakaiannya.

Gbr. 7.5 Penggunaan dan klasifikasi kaison.

Pemakaian pondasi kaison diperinci lagi menurut Gbr. 7.5.

7.1.4 Perbandingan Antara Kaison Terbuka Dengan Kaison Tekanan

Bagi kaison terbuka maupun kaison tekanan, pemilihan jenis kaison yang akan dipergunakan seringkali menimbulkan perdebatan sengit, namun kedua jenis ini juga memiliki keunggulan dan kelemahannya masing-masing. Oleh karena itu, keputusan akhir untuk menentukan jenis kaison yang dipakai harus didasarkan pada penyelidikan yang seksama terhadap kondisi lingkungan pada waktu melaksanakan pekerjaan. Perbandingan antara kedua cara ini diuraikan dalam Tabel 7.1.

Tabel 7.1 Perbedaan antara kaison terbuka dan kaison tekanan.

Kondisi	Kaison terbuka	Kaison tekanan
1. Lingkungan, suara	1. Karena gangguan pada tanah di sekelilingnya besar, akibat penggalian selama pelaksanaan pembenaman dilakukan. memberikan pengaruh kepada bangunan di sebelahnya, akibat tanah yang terbenam 2. Selain suara derek, tidak ada suara lain yang mengganggu, kecuali di malam hari	1. Dengan pengawasan yang ketat pada waktu pelaksanaan. maka pengaruh terhadap bangunan tetangga dapat berkurang 2. Karena getaran yang besar dan suara kompresor, demikian pula dengan suara yang keluar dari ketel, maka pemakaian di daerah perkotaan dibatasi, kecuali telah diadakan langkah-langkah pengamanan sebelumnya 3. Bila terdapat sumur di sekitar daerah konstruksi, tekanan udara dapat merembes ke sumur, sehingga diperlukan survai terlebih dahulu dan kontrol menyeluruh terhadap aliran udara
2. Pemeriksaan jadwal kerja	Karena dalam beberapa hal, pembenaman tidak berlangsung seperti yang diharapkan, maka waktu pelaksanaan harus diberi kelonggaran secukupnya	Karena pembenaman berlangsung, hampir sesuai dengan yang diharapkan, maka waktu pelaksanaan mudah diperkirakan sebelumnya
3. Manajemen pegawai	Selain pada kasus di mana terdapat masalah bekerja di dalam kaison, manajemen pegawai dapat dilakukan dengan cara yang sama seperti pekerjaan-pekerjaan lain di permukaan tanah	1. Karena pekerjaan dilakukan di bawah tekanan yang tinggi, maka pengaturan tenaga kerja harus diperhatikan, khususnya yang menyangkut undang-undang 2. Bila tekanan atmosfir di dalam kaison menurun, timbul beberapa kerugian dalam pekerjaan dan karena itu, dalam beberapa hal perlu dilakukan kerja selama 24 jam. Akibatnya, tenaga kerja harus banyak dan mereka memerlukan fasilitas akomodasi

Kondisi	Kaison terbuka	Kaison tekanan
4. Penggalian untuk penenggelaman	1. Pada prinsipnya dilakukan penggalian secara basah di bawah air. Tetapi sulit pula menghindarkan hambatan yang muncul selama penggalian, juga bahaya yang bisa terjadi 2. Ada beberapa hal di mana selama penggalian kaison, tanah digali jauh di bawah bagian bawah sisi, hal tersebut menimbulkan kemiringan yang besar dan pergeseran kaison. Sebab itu, setelah kaison diletakkan, hampir tak mungkin mengoreksi kemiringan lagi 3. Kadar gangguan di sekitar tanah pondasi sangat besar selama pembenaman berlangsung 4. Andaikata kondisinya cukup memuaskan, dapat diharapkan penenggelaman yang lebih dalam dari pada kaison tekanan	1. Karena pekerjaan dilakukan oleh tenaga manusia dengan udara bertekanan, hasil pekerjaan dapat menjadi sangat teliti 2. Hambatan bisa dihindari dengan mudah dan koreksi terhadap kemiringan bisa dilakukan pula 3. Karena mempergunakan tekanan udara, diperlukan berbagai peralatan tambahan lainnya 4. Karena penggalian sebagian besar dilakukan dengan tenaga manusia, diperlukan banyak pekerjaan khusus 5. Kedalaman penggalian terbatas (kedalaman air sampai 30 m)
5. Beban penenggelaman	1. Karena beban penenggelaman harus dipasang pada kepala mahkota kaison, daerah penggalian menjadi sempit karena beban pendukung ini, hal tersebut mempengaruhi hasil penggalian sebagai tambahan, pengulangan pembebanan dan tanpa pembebanan mempengaruhi biaya dan waktu pembuatan konstruksi 2. Sebagai tambahan tentang masalah beban ini, dipakai alat untuk mengurangi geseran pada tanah sekelilingnya, tetapi hal ini dapat mengganggu tanah di sekitarnya walaupun masih tergantung pula pada cara penggunaannya 3. Bila beban dipasang, kaison berada dalam keadaan paling berat, yang menyebabkan kaison menjadi miring	1. Karena beban dapat dibebankan pada rongga di atas ruang kerja dan air atau tanah dan pasir dapat dipergunakan, tak ada pengaruh langsung yang timbul pada saat penggalian 2. Akibat gravitasi, bagian kaison yang paling bawah umumnya tidak menjadi miring
6. Penetapan dasar pondasi	Penetapan dasar pondasi biasanya dilakukan di bawah air. Akibat adanya kesulitan-kesulitan yang cukup besar dan lebih-lebih karena cara pemeriksaan kekuatan pendukung tanah ini tidak cukup bisa diandalkan, maka hasil pemeriksaan ini tidak bisa dipercaya secara mutlak	Berhubung penetapan dasar pondasi setelah pemasangan kaison mudah dilakukan, hasilnya lebih dapat dipercaya, misalnya dengan pemeriksaan pelat pendukung. Bila kekuatan tanah pendukung tidak cukup, dapat diperbesar dengan memperluas galian dasar
7. Alas dasar beton	1. Bila dasar pondasi terganggu dan lumpur yang meluap tidak dapat disingkirkan semuanya pada saat penyelesaian penggalian, mungkin dapat menimbulkan penenggelaman tahap kedua, bahkan setelah alas dasar beton selesai dicor 2. Bila diperlukan drainasi pada bagian dalam kaison, maka setelah meletakkan alas dasar beton, perlu dilakukan pemeriksaan apakah alas dasar beton akan hancur akibat tekanan air	1. Secara praktis pengecoran semua beton di dalam ruang kerja dapat dilakukan. Bila terjadi rongga, maka dapat diisi dengan adukan encer (grouting) 2. Kemungkinan penenggelaman tahap kedua, hampir tak ada

7.2 Perencanaan Pondasi Kaison

7.2.1 Pedoman Perencanaan Pondasi Kaison

Penggolongan pondasi ditinjau dari segi perencanaannya, cara kaison dibagi menjadi

dua, yang satu dianggap sebagai pondasi langsung setelah mengalami penyempurnaan dan yang lainnya dianggap sebagai apa yang disebut dengan pondasi kaison. Yang pertama termasuk pula pondasi yang memiliki kedalaman yang effektif kurang dari setengah panjang sisi kaison yang terpendek, dan yang kedua termasuk pula pondasi yang memiliki kedalaman yang lebih besar dari pada yang pertama. Karena akhir-akhir ini terdapat kecenderungan pada pembuatan pondasi tiang dalam ukuran besar, maka pondasi tiang yang tak dapat dibedakan dengan pondasi kaison juga telah dibuat. Dalam hal ini umumnya dibuat perbandingan antara perbedaan kekakuan tubuh pondasi, atau dengan perkataan lain, perbandingan pergeseran pangkal tubuh kaison akibat perbedaan sifat dinamis antar tubuh pondasi yang kaku dengan yang elastis, dan hal ini dipakai untuk menentukan apakah perencanaan tiang itu dianggap sebagai pondasi kaison atau tidak.

Jika suatu kolom dengan panjang L (m) dan garis tengah B (m), kekakuan lentur disebut EI, berada pada tanah serba sama (*homogen*) dengan koeffisien reaksi tanah K_H (t/m^3), maka batas pada mana pondasi dapat dianggap sebagai pondasi kaison dihitung dengan persamaan berikut ini.

$$L\sqrt[4]{\frac{K_H \cdot B}{4EI}} \leqslant 1 \tag{7.1}$$

7.2.2 Pemilihan Lapisan Pendukung

Karena penampang pondasi kaison umumnya besar, maka reaksi pada alas kaison akan lebih besar dibandingkan dengan tahanan permukaan kaison. Oleh karena itu, untuk pemakaian kaison ada suatu pedoman utama agar kaison dipasangkan sepenuhnya pada pertimbangan terhadap pengaruh akibat dari kenyataan bahwa tanah di sekitar kaison akan terkikis, pasir dan tanah akan terkuras, permukaan dasar sungai akan turun, yang menyebabkan kestabilan kaison akan berkurang pula.

Kemudian, pada waktu menentukan dalamnya pemasangan kaison, harus didasarkan pada pertimbangan terhadap pengaruh akibat dari kenyataan bahwa tanah di sekitar kaison akan terkikis, pasir dan tanah akan terkuras, permukaan dasar sungai akan turun, yang menyebabkan kestabilan kaison akan berkurang pula.

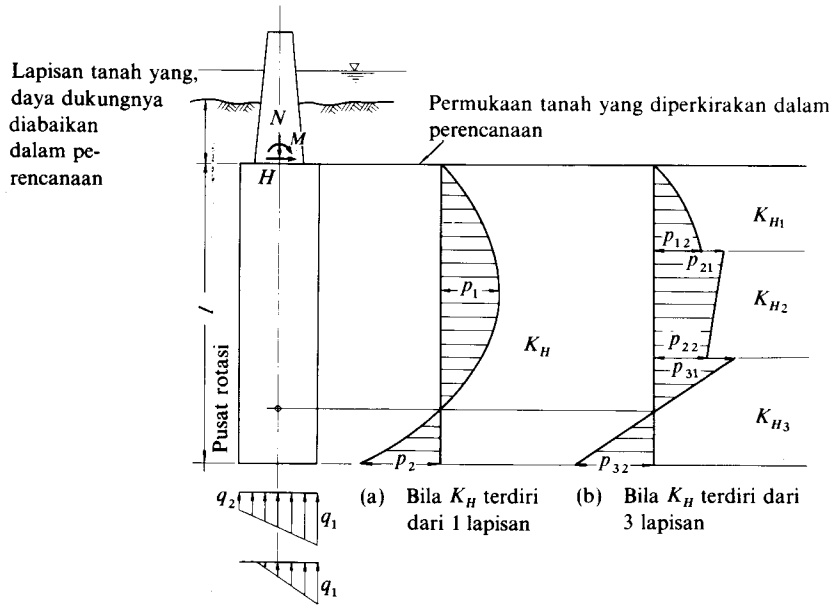
7.2.3 Dasar Perencanaan

Gaya luar yang harus diperhitungkan dalam perencanaan kaison adalah gaya vertikal, gaya mendatar, dan momen guling. Oleh karena itu, perencanaan kaison harus dilakukan sedemikian rupa sehingga lima syarat di bawah ini dapat dipenuhi.

(1) Intensitas reaksi tanah maksimum pada dasar kaison tidak boleh melebihi intensitas daya dukung tanah vertikal yang diizinkan pada kedudukan tersebut. Dengan kata lain, perlu dibuat perbandingan ($q_1 \leqslant q_a$) dari harga maksimum q_1 untuk intensitas reaksi tanah seperti yang diperlihatkan dalam Gbr. 7.6.

(2) Intensitas reaksi tanah maksimum yang terjadi di bagian luar kaison tidak boleh melebihi intensitas daya dukung tanah mendatar yang diizinkan pada kedudukan tersebut.

Dengan perkataan lain, perlu dibuat perbandingan antara p_1 dan p_2 pada keadaan seperti yang diperlihatkan dalam Gbr. 7.6(a) di mana tanah di sekeliling kaison dianggap homogen dan perbandingan antara p_{21}, p_{31} dan p_{32} untuk keadaan seperti yang diperlihatkan pada Gbr. 7.6(b), di mana tanah di sekeliling kaison tidak homogen, dengan harga yang diizinkan pada masing-masing keadaan.



Gbr. 7.6 Besarnya reaksi tanah pada bagian depan dan dasar kaison.

(3) Gaya tahanan geser yang terjadi pada dasar kaison tidak boleh melebihi gaya tahanan geser yang diizinkan yang bekerja di antara dasar kaison dan tanah.

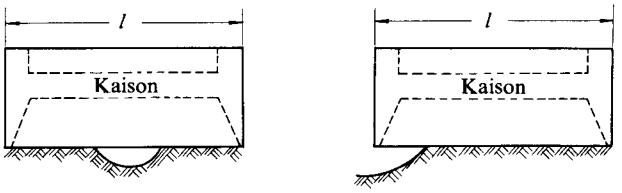
(4) Jumlah pergeseran pada kepala kaison perlu diperiksa dengan memperkirakan besarnya pergeseran yang diizinkan yang telah dipertimbangkan karena adanya hubungan dengan bagian atas bangunan (*superstructure*). Tubuh kaison dianggap kaku dilihat dari segi perhitungan perencanaan. Ini berarti bahwa pergeseran lenturan dari tubuh kaison sangat kecil, sehingga dapat diabaikan terhadap pergeseran putar (*rotary displacement*), tetapi hal ini tidak berarti bahwa kaison sama sekali tidak bergeser. Walaupun andaikata tubuh kaison tidak mengalami perubahan bentuk, pergeseran putar pada kaison yang disebabkan oleh perubahan bentuk tanah pondasi, dianggap sudah selayaknya terjadi. Khususnya pada pondasi kaison yang menerima tekanan tanah yang menyimpang, seperti pada pondasi kepala jembatan, kemiringan yang besar ke arah depan, serta perubahan bentuk tanah pondasi dalam arah lateral, yang mungkin terjadi, sehingga pertimbangan mengenai hal ini patut dipikirkan.

(5) Tegangan pada setiap bagian dari kaison tidak boleh melebihi tegangan bahan yang diizinkan.

Kaison direncanakan sedemikian rupa sehingga tegangan pada setiap bagian, pada waktu pelaksanaan dan setelah selesai, dapat lebih kecil dari harga yang diizinkan. Khususnya, perhitungan tegangan beton pada saat pelaksanaan harus didasarkan pada kekuatan beton yang masih baru.

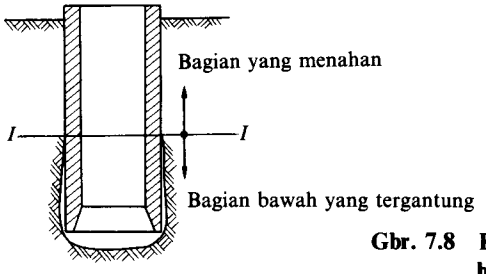
Syarat-syarat di mana tegangan pada setiap bagian pada saat pelaksanaan, perlu dipelajari dalam hal-hal sebagai berikut ini.

1) Keadaan pada saat di mana sebagian kaison tidak disangga seperti diperlihatkan dalam Gbr. 7.7 sesaat setelah kaison mulai terbenam.
2) Keadaan di mana sebagian tubuh kaison tergantung di udara selama terjadi pembenaman (Lihat Gbr. 7.8).
   Khususnya dalam perencanaan kaison terbuka, hal ini harus diperhatikan.
3) Keadaan pada saat di mana tekanan di dalam ruang kerja kaison tekanan tiba-tiba menurun akibat suatu kekuatan longsor atau kejadian lain tepat



(a) Perletakan sederhana (b) Perletakan meminggul

Gbr. 7.7 Keadaan kritis yang terjadi, tepat setelah pembebanan dimulai.



Kontrol pada potongan *I–I*

Gbr. 7.8 Keadaan tergantung selama pembenaman kaison.

sebelum penurunan selesai sama sekali.

4) Keadaan pada saat di mana drainasi di dalam tubuh kaison terjadi setelah penurunan kaison selesai.
5) Keadaan di mana diperlukan beberapa tindakan untuk menenggelamkan kaison dan pengaruh perlawanan terhadap tubuh kaison baru merupakan perkiraan.
6) Saat peluncuran, penundaan dan penuangan beton pada kaison terapung.

7.3 Intensitas Daya Dukung Tanah Pendukung Yang Diijinkan

Terlihat bahwa kaison umumnya lebih besar dari tiang dalam bentuk dan ukurannya, oleh karena itu tidak mungkin mendapatkan intensitas daya dukung batas secara langsung dengan test pembebanan. Selanjutnya, intensitas daya dukung batas kaison biasanya diperkirakan sebagai dasar perhitungan dengan menggunakan hasil-hasil penelitian tanah atau pemeriksaan tanah dan intensitas daya dukung yang diizinkan adalah suatu harga yang didapat dengan membagi harga yang diperkirakan dengan faktor keamanan tertentu.

7.3.1 Intensitas Daya Dukung Vertikal Yang Diijinkan

Untuk mendapatkan intensitas daya dukung vertikal yang diijinkan dari tanah pendukung kaison dengan menggunakan rumus statis dinamis, dipakai persamaan berikut ini:

$$q_a = \frac{1}{n}(q_\alpha - \gamma_2 \cdot D_f) + \gamma_2 \cdot D_f \tag{7.2}$$

Di sini, q_a: Intensitas daya dukung yang diijinkan (t/m^2) dari tanah pondasi di bawah dasar kaison

q_α: Intensitas daya dukung batas dari tanah pondasi di bawah dasar kasion

Dan dalam hal ini, dapat diperoleh dengan persamaan (2.31).

7.3.2 Intensitas Daya Dukung Mendatar Yang Diijinkan

Intensitas daya dukung mendatar yang diijinkan pada sisi kaison dapat diperoleh dengan membagi kekuatan tekanan tanah pasip berdasarkan teori tekanan tanah yang diuraikan dalam Bab. 2, dengan faktor keamanan yang tertentu.

Kekuatan tekanan tanah pasip diperoleh dari persamaan berikut.

1) Untuk tanah berpasir.

$$P_p = \gamma \cdot K_p \cdot x + K_p \cdot q$$

2) Untuk tanah kohesif.

$$P_p = \gamma \cdot K_p \cdot x + 2c\sqrt{K_p} + K_p \cdot q \qquad (7.3)$$

Di sini, P_p: Kekuatan tekanan tanah pasif (t/m^2) pada suatu titik dengan kedalaman x

q: Beban tetap pada permukaan (t/m^2)

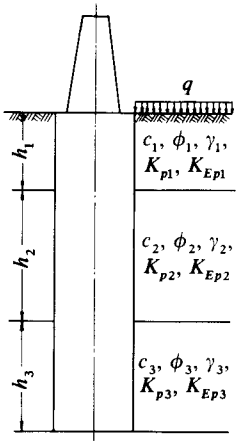
c: Kohesi tanah (t/m^2)

γ: Berat isi tanah (t/m^3), berat isi effektif bila di bawah muka air tanah

x: Kedalaman dari muka tanah (m)

K_p: Koeffisien Coulomb untuk tekanan tanah pasip

Persamaan di atas dipakai bila tanah pondasi dianggap satu lapis. Bila diperkirakan terdiri dari dua lapis atau lebih (umumnya direncanakan berdasarkan anggapan terdiri dari tiga lapis atau kurang) seperti diperlihatkan dalam Gbr. 7.9 tegangan tanah pasip didapat berdasarkan anggapan bahwa semua lapisan di atas yang ditanyakan, dianggap sebagai beban. Perhitungan persamaan untuk tiga lapisan ini diperlihatkan di bawah ini.



Gbr. 7.9 Tekanan tanah pasif dari tanah pondasi berlapis tiga.

$$\left.\begin{aligned} P_{p1} &= \gamma_1 \cdot K_{p1} \cdot h_1 + 2c_1\sqrt{K_{p1}} + K_{p1} \cdot q \\ P_{p2} &= \gamma_2 \cdot K_{p2} \cdot h_2 + 2c_2\sqrt{K_{p2}} + K_{p2}(q + \gamma_1 \cdot h_1) \\ P_{p3} &= \gamma_3 \cdot K_{p3} \cdot h_3 + 2c_3\sqrt{K_{p3}} + K_{p3}(q + \gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2) \end{aligned}\right\} \qquad (7.4)$$

P_{p1}, P_{p2}, P_{p3} adalah tekanan tanah pasip pada kedalaman $h_1, h_1 + h_2, h_1 + h_2 + h_3$.

7.3.3 Gaya Penahan Geser Yang Diijinkan

Gaya penahan geser yang diijinkan didefinisikan sebagai suatu harga yang diperoleh

Tabel 7.2 Harga ϕ_B.

Keadaan	Sudut geser (ϕ_B)
Tanah dan beton	Dua pertiga dari sudut geser dalam tanah
Batuan dasar dan beton	$\tan \phi_B = 0{,}6$

dengan membagi gaya penahan geser yang bekerja di antara dasar kaison dan tanah pondasi seperti yang diperlihatkan di bawah ini, dengan suatu faktor keamanan (di Jepang biasanya dipakai $n = 1{,}5$).

$$H_u = C_B \cdot A' + P \cdot \tan \phi_B \text{ (t)} \tag{7.5}$$

Di sini, C_B: Kohesi antara dasar kaison dan tanah pondasi
A': Luas beban effektif dari dasar pondasi
P: Gaya vertikal yang bekerja pada dasar pondasi
ϕ_B: Sudut geser antara dasar pondasi dan tanah pondasi, didapat dari Tabel 7.2

7.4 Perhitungan Intensitas Reaksi Tanah Dan Pergeseran Kaison

7.4.1 Garis Besar Cara Perhitungan Stabilitas

Pada kaison bekerja beberapa gaya luar seperti beban vertikal, beban mendatar dan momen guling. Faktor-faktor penahan pada tanah pondasi yang bekerja melawan gaya luar adalah intensitas reaksi vertikal tanah dan gaya penahan geser dari tanah di bawah dasar kaison, intensitas reaksi mendatar tanah dari tanah di muka kaison, gaya penahan geser mendatar dan vertikal pada tanah di samping kaison. Faktor-faktor penahan ini berhubungan erat dengan bentuk dan ukuran kaison atau sifat-sifatnya dan pergerakan tanah pondasi dan sebagainya, oleh karena itu bila harga-harga faktor ini diambil berdasarkan perkiraan, maka tanah pondasi dianggap seolah-olah memiliki pegas. Dengan perkataan lain, penggambaran kekuatannya berdasarkan anggapan bahwa tanah pondasi merupakan suatu pegas yang memiliki momen seperti bahan yang elastis. Pegas ini dinamakan koeffisien reaksi tanah, yang dapat diperoleh dari modulus perubahan bentuk (deformasi) tanah pondasi. Dengan perantaraan apa yang disebut sebagai koeffisien reaksi tanah ini, besarnya reaksi dan pergeseran tanah pondasi dapat dihitung berdasarkan pada keseimbangan antara beban yang bekerja dan tahanan pada tanah pondasi. Dan dengan cara yang disebut cara satuan tegangan yang diijinkan yang terjadi pada setiap posisi tidak boleh melebihi intensitas daya dukung masing-masing tanah pondasi, analisa kestabilan kaison dapat diselesaikan.

7.4.2 Bagaimana Mencari Koeffisien Reaksi Tanah

(1) Koeffisien reaksi tanah dalam arah mendatar (K_H)

$$K_H = 0{,}512 E_0 \cdot B_H^{-3/4} \text{ (kg/cm}^3\text{)} \tag{7.6}$$

Di sini, E_0: Modulus deformasi tanah pondasi pada tempat yang direncanakan, yang biasanya diperkirakan berdasarkan hubungan $E_0 = 28\,N$ (N: harga N dari Standard Penetration Test)
B_H: Lebar pembebanan yang sesuai dengan pondasi (cm), yang didapat dari $B_H = \sqrt{A_H}$ (A_H: luas permukaan kaison)

(2) Koeffisien reaksi tanah dalam arah vertikal (K_V)

$$K_V = 0{,}422E_0 \cdot B_V^{-3/4} \tag{7.7}$$

Di sini, B_V: Lebar pembebanan yang sesuai dengan pondasi (cm), yang didapat dari $B_V = \sqrt{A_V}$ (A_V: luas dasar kaison)

E_0: Sama dengan pengertian pada (1) di atas

(3) Koeffisien pegas geser dalam arah mendatar (K_S)

$$K_S = \lambda \cdot K_V$$

Di sini, λ: Angka perbandingan antara koeffisien pegas geser dalam arah mendatar dengan koeffisien reaksi vertikal tanah, dan λ diperkirakan berkisar antara 1/3–1/4.

7.4.3 Intensitas Reaksi Tanah Dan Pergeseran

Umumnya tanah pondasi di sekitar kaison tidak serba sama, tetapi terdiri dari bermacam-macam lapisan, walaupun penggolongan ini dilakukan secara kasar. Oleh karena itu, perlu sekali dilakukan penentuan koeffisien reaksi tanah yang berhubungan dengan setiap jenis tanah pondasi yang diperoleh berdasarkan hasil penyelidikan atau pemeriksaan tanah, dan mendapatkan besarnya reaksi dan pergeseran tanah pondasi sedemikian rupa sehingga sesuai dengan kondisi setiap jenis tanah pondasi, tetapi dari segi kecermatan dianggap tidak selalu perlu untuk mengadakan perencanaan dengan membagi tanah pondasi atas beberapa lapisan. Pada kenyataannya, misalnya jika tanah pondasi di sekitar kaison secara umum terdiri dari tanah dengan tekstur yang serba sama, atau pada perencanaan perbandingan ataupun perencanaan secara kasar, tanah pondasi dianggap sebagai satu lapis tanah saja. Lebih lanjut, bahkan bila pembagian lapisan tidak merata tetapi berlapis-lapis yang ditentukan dari hasil penyelidikan tanah, maka tanah dibagi menjadi sekitar tiga lapis untuk menunjukkan perubahan dari tanah pondasi seluruhnya dalam perencanaan. Suatu persamaan untuk suatu patokan yang mana tanah pondasi dibagi dalam tiga lapisan seperti yang diperlihatkan dalam Gbr. 7.10 dinyatakan di bawah ini dan bila lapisan tanah pondasi adalah serba sama, disarankan menggunakan satu lapis saja.

(1) Besarnya reaksi tanah pada permukaan

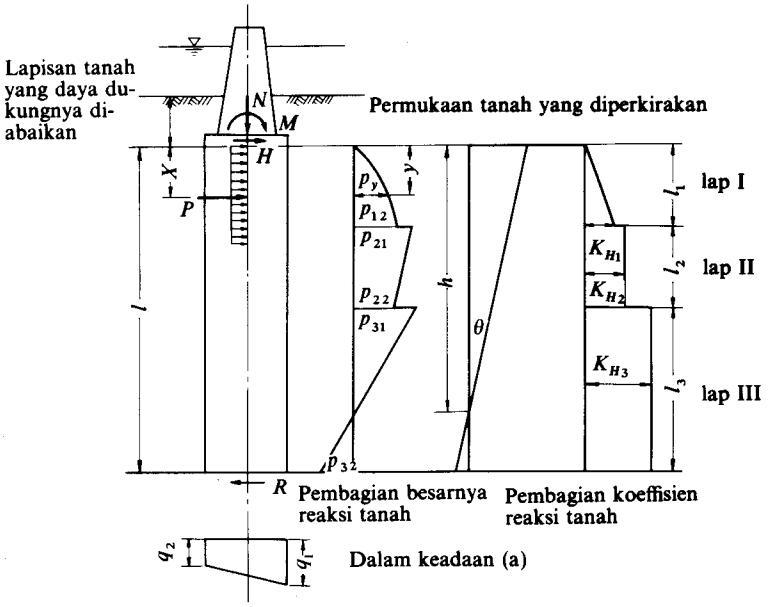
$$\left.\begin{aligned} P_{12} &= K_{H1}(h - l_1)\theta \\ P_{21} &= K_{H2}(h - l_1)\theta \\ P_{22} &= K_{H2}(h - l_1 - l_2)\theta \\ P_{31} &= K_{H3}(h - l_1 - l_2)\theta \\ P_{32} &= K_{H3}(h - l)\theta \\ &\text{Lebih lanjut, jika } 0 \leqslant y \leqslant l_1, \\ P_y &= K_{H1}(h - y)\theta \cdot y/l_1 \end{aligned}\right\} \tag{7.9}$$

(2) Besarnya reaksi tanah pada dasar

$$q_{1,2} = \frac{N + w \cdot l - U}{A} \pm K_{Va} \cdot \theta \tag{7.10}$$

(3) Gaya geser pada dasar

$$R = K_S(h - l)\theta \cdot A \tag{7.11}$$



Gbr. 7.10 Model untuk menghitung stabilitas pada tanah pondasi berlapis tiga.

(4) Pergeseran kaison

$$\delta_y = (h - y)\theta \tag{7.12}$$

(5) Sudut perpindahan kaison

$$\theta = \frac{(M - P \cdot x)K_1 + (H + P)K_2}{K_1 \cdot K_3 - K_2^2} \tag{7.13}$$

(6) Dalamnya pusat rotasi kaison

$$h = \frac{(M - P \cdot x)K_2 + (H + P)K_3}{(M - P \cdot x)K_1 + (H + P)K_2} \tag{7.14}$$

Tetapi;

$$\left.\begin{aligned} K_1 &= 2b(\tfrac{1}{2}K_{H1} \cdot l_1 + K_{H2} \cdot l_2 + K_{H3} \cdot l_3) + K_S \cdot A \\ K_2 &= 2b\{\tfrac{1}{3}K_{H1} \cdot l_1^2 + K_{H2} \cdot l_2(l_1 + \tfrac{1}{2}l_2) + K_{H3} \cdot l_3(l_1 + l_2) \\ &\quad + K_{H3} \cdot l_3(l_1 + l_2 + \tfrac{1}{2}l_3)\} + K_s \cdot A \cdot l \\ K_3 &= 2b\{\tfrac{1}{4}K_{H1} \cdot l_1^3 + \tfrac{1}{3}K_{H2} \cdot l_2^3 + \tfrac{1}{3}K_{H3} \cdot l_3^3 + K_{H2}(l_1 + l_2)l_1 \cdot l_2 \\ &\quad + K_{H3}(l_1 + l_2 + l_3)(l_1 + l_2)l_3\} + K_s \cdot A \cdot l^2 + 4/3b \cdot a^3 \cdot K_{Va} \end{aligned}\right\} \tag{7.15}$$

Di sini, N, H, M: Gaya luar yang bekerja pada kaison (Gbr. 7.10)

w: Berat per satuan panjang kaison (t)

U: Gaya apung (bouyancy) kaison (t)

$2a$: Lebar sisi kaison (m)

$2b$: Panjang sisi kaison (m)

A: Luas dasar kaison (m^2)

K_{H1}, K_{H2}, K_{H3}: Gaya pegas (spring) mendatar tanah yang terletak tepat di bawah muka tanah

K_V: Gaya pegas vertikal pada dasar tanah yang terletak tepat di bawah muka tanah

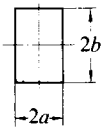
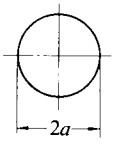
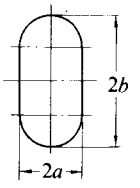
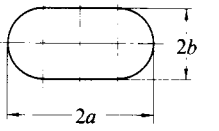
K_s: Daya pegas geser pada dasar tanah yang terletak tepat di bawah muka tanah

P: Suatu beban mendatar ataupun tekanan tanah yang bekerja pada kaison (t)

x: Titik kerja P (m)

α: harga pada Tabel 7.3

Tabel 7.3 Harga α.

Bentuk dasar				
Nilai a	1	0,589	$1 - 0{,}411\,\frac{a}{b}$	$1 - 0{,}644\,\frac{b}{a} + 0{,}288\,\frac{b^2}{a^2} - 0{,}055\,\frac{b^3}{a^3}$

Tabel 7.4 Perhitungan tabel dari A',d, v_1 dan v_2.

Bentuk dasar	A'	d	v_1	v_2
(1) Persegi panjang	$2b(a + b\cot\beta)$	$a + b\cot\beta$	$n(1 + n\cot\beta)^2$	$\frac{1}{3}n(2 - n\cot\beta)(1 + n\cot\beta)^2$
(2) Lingkaran	$a^2(\pi - \beta + \sin\beta\cos\beta)$	$a(1 + \cos\beta)$	$\frac{2}{3}\sin^3\beta + \sin\beta\cos^2\beta + (\pi - \beta)\cos\beta$	$\frac{2}{3}\sin^3\beta\cos\beta + \frac{1}{4}(\pi - \beta) + \frac{1}{16}\sin 4\beta$
(3) Bentuk bulat telur (I)	$a^2(\pi - \beta + \sin\beta\cos\beta) + 2(b - a)\,a(1 + \cos\beta)$	$a(1 + \cos\beta)$	$\frac{2}{3}\sin^3\beta + \sin\beta\cos^2\beta + (\pi - \beta)\cos\beta + (n - 1)(1 + \cos\beta)^2$	$\frac{2}{3}\sin^3\beta\cos\beta + \frac{1}{4}(\pi - \beta) + \frac{1}{16}\sin 4\beta + \frac{1}{3}(n - 1)(1 + \cos\beta)^2(2 - \cos\beta)$
(4) Bentuk bulat telur (II)	$4ab - b^2(4 - \pi + \beta) - \sin\beta\cos\beta)$	$2a - b(1 - \cos\beta)$	$n^3\{\frac{2}{3}\sin^3\beta + \sin\beta\cos^2\beta + (\pi - \beta)\cos\beta\} + n(1 - n)\{4 + n(\pi + 4\cos\beta - 4)\}$	$n^4\{\frac{\pi}{8} - \frac{1}{2}\sin^3\beta\cos\beta + \frac{1}{4}\sin\beta\cos\beta + \frac{1}{4}(\frac{\pi}{2} - \beta)\} + n^3\{\frac{2}{3}(1 - n - n\cos\beta)(1 - \sin^3\beta) - (1 - n)\cos\beta(\frac{\pi}{2} - \beta + \sin\beta\cos\beta) + \frac{2}{3}(3 - 3n + n\cos\beta)\} + \frac{\pi}{2}n^2(1 - n)(2 - 2n + n\cos\beta) + \frac{4}{3}n(1 - n)^3$
(5) Bentuk bulat telur (III)	$2ab + b^2(\frac{\pi}{2} + 2\cot\beta - 2)$	$a + b\cot\beta$	$\frac{2}{3}n^3 + \frac{\pi}{2}n^2\{1 - n(1 - \cot\beta)\} + n\{1 - n(1 - \cot\beta)\}^2$	$n^4(\frac{\pi}{8} - \frac{1}{3}\cot^3\beta) + \frac{2}{3}n^3(2 - 2n + n\cot\beta) + n^2\{(1 - n)^2\cot\beta + \frac{\pi}{2}(1 - n)(1 - n + n\cot\beta)\} + \frac{2}{3}n(1 - n)^3$

Untuk harga $n = b/a$, (I), (II), (III) dari bentuk bulat telur lihat Gbr. 7.11.

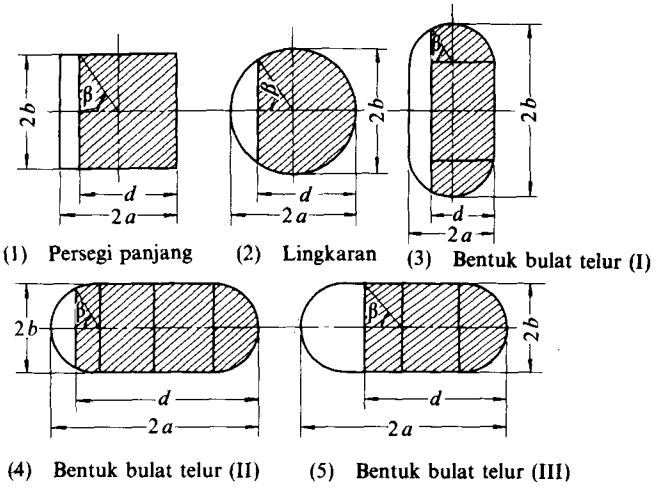
A': Luas effektif dasar kaison di mana tidak terjadi pengapungan, berdasarkan pada Tabel 7.4

d: Lebar reaksi dasar kaison di mana tidak terjadi pengapungan, berdasarkan Tabel 7.4

β: Ditentukan sedemikian rupa, sehingga persamaan berikut ini sesuai dengan sudut (radial) yang diperlihatkan dalam Gbr. 7.11
$N + w \cdot l - U = K_{Va}^3 \cdot \theta \cdot v_1$

v_1, v_2: Berdasarkan Tabel 7.4

Kemudian, dalam hal hanya beban vertikal, disarankan untuk mendapatkan reaksi dasar dengan anggapan $\theta = 0$.



Gbr. 7.11 Hubungan antara β dan d.

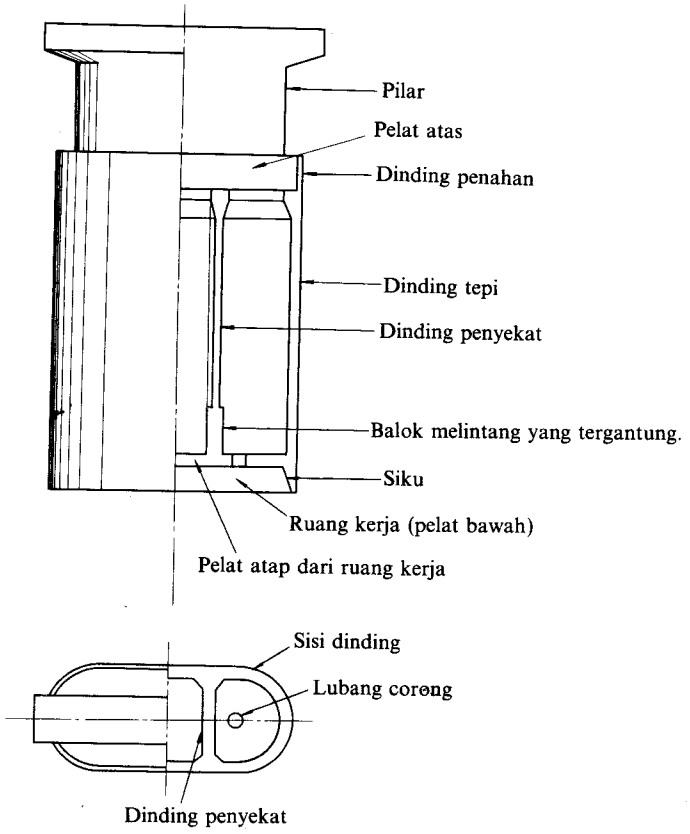
7.5 Perencanaan Kaison

Kaison terdiri dari bagian-bagian yang diperlihatkan dalam Gbr. 7.12. Berikut ini diuraikan cara pedoman perencanaan untuk tiap-tiap bagian kaison.

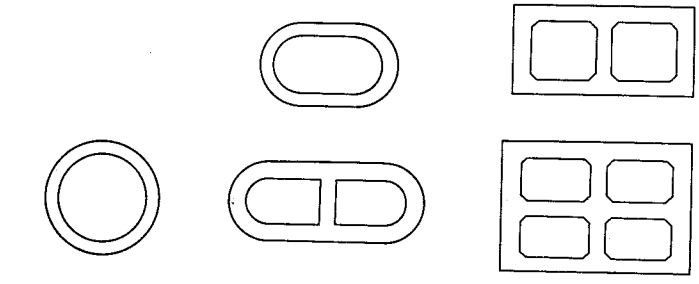
7.5.1 Bagaimana Menentukan Bentuk Dan Dimensi

(*1*) *Bentuk:* Seperti yang diperlihatkan pada Gbr. 7.13, bentuk datar dari kaison adalah lingkaran, bulat telur atau segi empat. Bentuk ini ditentukan oleh bentuk dan ukuran bangunan dan skala beban, tetapi umumnya dianggap sebanding dengan bentuk dasar bangunan. Dan dalam memilih bentuk-bentuk dasar kaison, hal-hal berikut ini juga diambil sebagai bahan pertimbangan.

1) Dengan memperhitungkan angka perbandingan panjang keliling dengan luas dasar yang sama, maka angka perbandingan ini pada lingkaran adalah yang paling kecil, diikuti dengan bentuk bulat telur dan bentuk persegi panjang. Hal ini berarti bahwa bentuk lingkaran dan bulat telur adalah lebih menguntungkan, bila ditinjau dari pekerjaan pembebanan.
2) Dari segi bangunan, gerakan melengkung dapat diperkirakan akan terjadi pada penampang lingkaran dan bulat telur, sehingga bagian-bagian kaison dapat lebih ekonomis.



Gbr. 7.12 Nama-nama tiap unit kaison.



Gbr. 7.13 Penampang mendatar kaison.

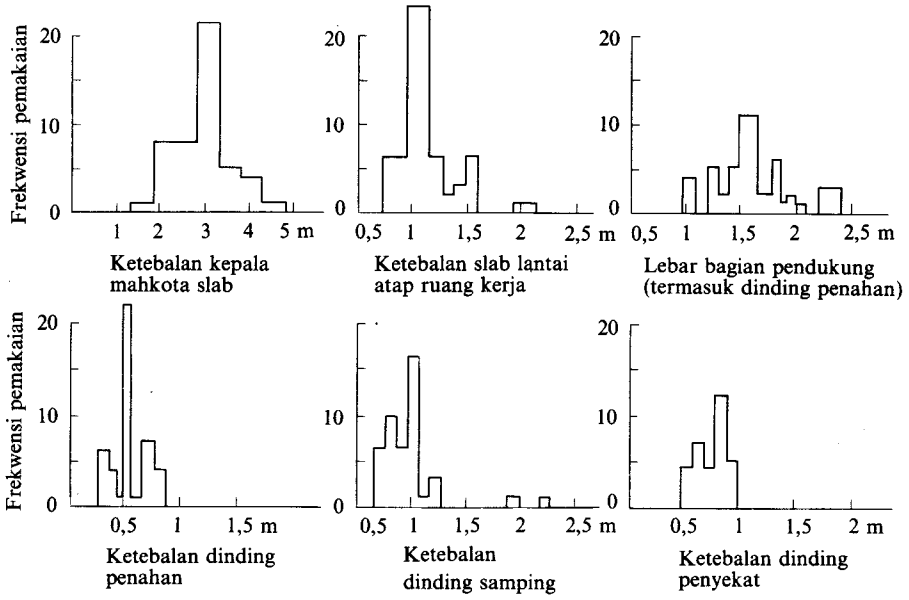
3) Bila dipakai mesin-mesin penggali, bentuk lingkaran dan bentuk bulat telur lebih berguna karena tidak mempunyai sudut.
4) Karena bentuk persegi panjang mudah dibuat, bahkan untuk kaison berukuran besar, pekerjaan pelaksanaan mudah dikerjakan.
5) Untuk kestabilan pada saat penenggelaman, bentuk segi empat lebih baik dari pada bentuk lingkaran dan bentuk bulat telur.

MILIK
Badan Perpustakaan
Propinsi Jawa Timur

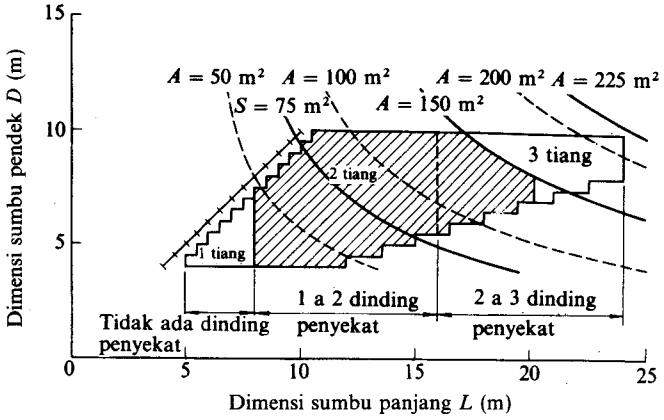
(*2*) *Ukuran bentuk luar:* Sebagai harga awal untuk mendapatkan ukuran bentuk luar yang layak, hal-hal berikut ini harus dipertimbangkan.

Sumbu panjang kaison $\geqq$ sumbu panjang bangunan (0,8 m + 2)
Sumbu pendek kasion $\geqq$ sumbu pendek bangunan (0,8 m × 2)
Sumbu pendek kaison $\geqq$ 4 m
Sumbu panjang/sumbu pendek $\leqq$ 3

(*3*) *Ukuran tiap-tiap bagian:* Agar pekerjaan penggalian atau pembenaman pada waktu pelaksanaan dapat berjalan lancar, maka selain pondasi kaison harus dirancang baik-baik, tebalnya setiap bagian juga harus direncanakan masak-masak. Ketebalan masing-masing bagian ini berdasarkan pada hasil-hasil pemakaian kaison di masa lalu yang berhasil baik, diperlihatkan dalam Gbr. 7.14 dan sebaiknya hal ini dipakai sebagai pedoman untuk menentukan ketebalannya. Bila panjang kaison cukup besar, sebuah dinding penyekat dibuat untuk mengurangi tegangan lentur atau tegangan puntir (*bending*



Gbr. 7.14 Ketebalan bagian kaison berdasarkan hasil-hasil pemakaian kaison dimasa lalu.



Gbr. 7.15 Dimensi Kaison dan jumlah tiang.

twisting stress) yang terjadi pada tepi dinding, tetapi dalam kenyataannya dinding penyekat menghalangi effisiensi kerja, sehingga jumlah kaison harus dibatasi asalkan perhitungan tegangan mencukupi dan juga dilihat dari segi ekonomisnya. Hubungan antara ukuran mendatar dan jumlah dinding penyekat atau corong untuk mengeluarkan tanah dan pasir diperlihatkan dalam Gbr. 7.15.

(*4*) *Pengamatan diagram sehubungan dengan penurunan secara teoritis:* Salah satu faktor yang harus diperhitungkan dalam menentukan bentuk dan ukuran kaison, seperti yang disebutkan di atas, adalah mengamati berbagai hal yang berhubungan dengan pembebanan kaison. Bila bentuk dan ukuran kaison telah ditentukan, perlu diadakan pengontrolan apakah kaison dapat terbenam tanpa kesulitan dalam pekerjaan pembenaman. Bila ternyata berat tubuh kaison terlampau ringan, harus dibuat perencanaan lain dengan mempertebal bagian-bagiannya atau dengan menambah beban pembenaman lagi.

Syarat pembebanan kaison umumnya diberikan dengan persamaan berikut.

$$W_c + W_w > U + F + Q \tag{7.16}$$

Di sini, W_c: Berat tubuh kaison (ton)

W_w: Beban pembenaman tambahan akibat kaison, beban air di dalam tubuh kaison atau beban akibat logam pada kaison.

U: Gaya tekan ke atas akibat tekanan atmosfir yang bekerja (ton)

F: Gaya penahan geser pada dinding kaison (ton) Tabel 7.5 dipakai untuk memperkirakan harga-harga ini.

Q: Reaksi tanah pada ujung kaison (ton), namun bila tanah pada bagian ujung ini digali seluruhnya, maka reaksi takkan ada, bila dasarnya tanah pada umumnya diperkirakan sekitar 1 t/m^2.

Untuk menggambarkan hubungan ini dengan contoh proses pembenaman, diperlihatkan dalam Gbr. 7.16, yang dapat memperjelas hubungan di atas.

Tabel 7.5 Gaya geser pada tubuh kaison, diperkirakan dari contoh pekerjaan yang lalu (t/m^2)

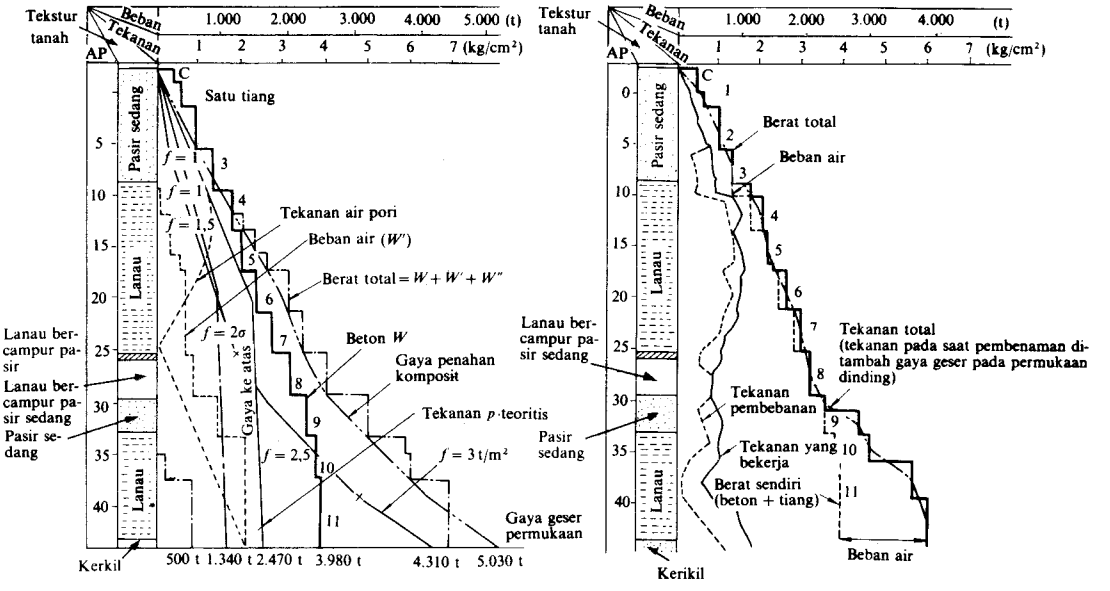
Tekstur tanah \ Dalamnya kaison	8 m	16 m	25 m	30 m	40 m
Lanau	0,2	0,4	0,5	0,6	0,7
Lanau dipadatkan	0,5	0,6	0,7	0,9	1,0
Pasir dipadatkan	1,2	1,4	1,7	2,0	2,2
Pasir bercampur kerikil	1,4	1,7	2,0	2,2	2,4
Kerikil bercampur pasir	1,7	2,0	2,2	2,4	2,6
Kerikil dipadatkan	2,2	2,4	2,7	2,9	3,1

7.5.2 Perencanaan Dinding Samping Dan Dinding Penyekat

(*1*) *Perencanaan penampang mendatar:* Pada waktu merencanakan penampang mendatar kaison, tegangan yang terjadi pada waktu pelaksanaan dan setelah pekerjaan selesai harus diperiksa, demikian pula bebannya sebaiknya diperhitungkan untuk setiap keadaan sebagai berikut:

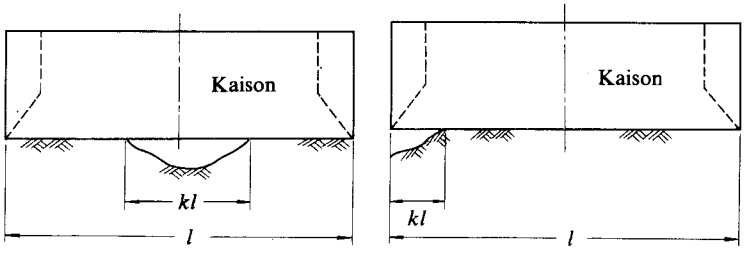
(a) Pada waktu pelaksanaan pekerjaan.

(i) Keadaan pada saat kaison mulai terbenam: Keadaan ini seperti diper-



(a) Diagram pembebanan secara teoritis (b) Diagram pembebanan yang sesungguhnya

Gbr. 7.16 Contoh terjadinya pembenaman.



(a) Perletakan sederhana (b) Perletakan meminggul

Gbr. 7.17

lihatkan dalam Gbr. 7.17 adalah suatu keadaan dengan tumpuan sederhana tanpa adanya daya dukung setempat atau suatu keadaan dengan tumpuan kantilever di mana timbul dukungan setempat pada alas. Kedua jenis tersebut biasanya menahan retak akibat berat sendiri.

Umumnya perhatian yang diberikan pada waktu pelaksanaan adalah kepada harga k seperti yang diperlihatkan dalam Gbr. 7.17 agar tidak terlalu besar, dan harga k yang diharapkan adalah sebesar 150.

(ii) Keadaan di mana terjadi inklinasi pada kaison yang terbenam: Biasanya pada keadaan di mana terjadi inklinasi pada kaison yang sedang terbenam terbukti bahwa pada kaison tersebut bekerja beban yang sangat besar.

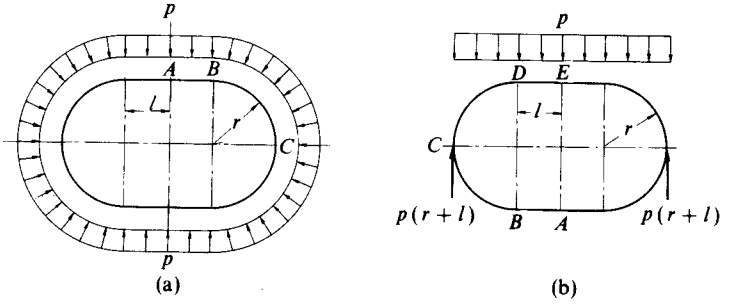
Betapapun juga, sampai saat ini belum ditentukan berapa besarnya beban yang sesuai untuk keadaan ini. Sekarang ini cukup bagi kita untuk memperkirakan hanya dua beban saja yang bekerja berturut-turut.

1) Tekanan tanah aktip ditambah tekanan hidrostatis yang bekerja dalam empat arah.
2) Sebagian dari tekanan tanah aktip bekerja pada satu arah sebagai beban eksentris dengan kondisi beban yang sama seperti no 1).

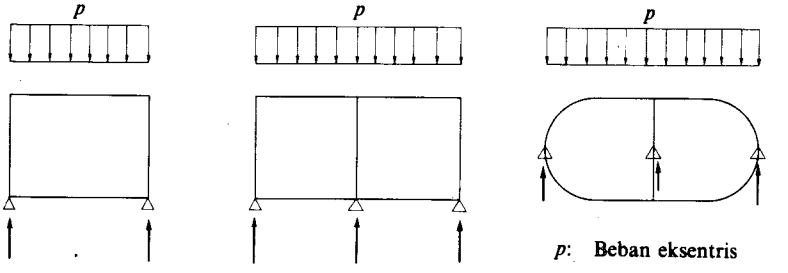
Dengan perkataan lain, disarankan untuk memadukan sebab-sebab (a) dan (b) seperti yang terlihat dalam Gbr. 7.18. Bila beban yang bekerja pada penampang mendatar dinding tepi adalah beban eksentris, sistim keseluruhan berada dalam keadaan tidak setimbang. Akibatnya, kecuali jika poros penunjang diperkirakan berada pada suatu bagian sistim bangunan ini, maka kita tak mungkin bisa mendapatkan perubahan bentuk atau tegangan yang diperlukan untuk menetapkan poros penunjang dalam suatu posisi seperti yang diperlihatkan dalam Gbr. 7.19. Bila sistim bangunan cukup rumit, perhitungan dibuat berdasarkan anggapan bahwa rangka cukup kaku, tetapi untuk kaison biasa yang berpenampang lingkaran atau bulat telur, dapat dipakai persamaan biasa yang berpedoman pada pekerjaan yang paling sederhana.

Pendekatan untuk tekanan tanah aktip dilakukan berdasarkan pedoman bahan pembagian tekanan diperkirakan seperti terlihat pada Gbr. 7.20 dan bila besarnya koeffisien tekanan tanah adalah 0,5 atau lebih kecil lagi, dalam perencanaan dihitung sebesar 0,5.

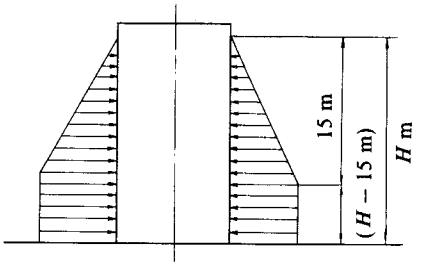
(iii) Bila terjadi drainasi setelah penurunan kaison: Bila drainasi terjadi setelah kaison terbenam sempurna, anggaplah suatu keadaan bahwa bagian



Gbr. 7.18



Gbr. 7.19 Titik tumpuan hipotetis.



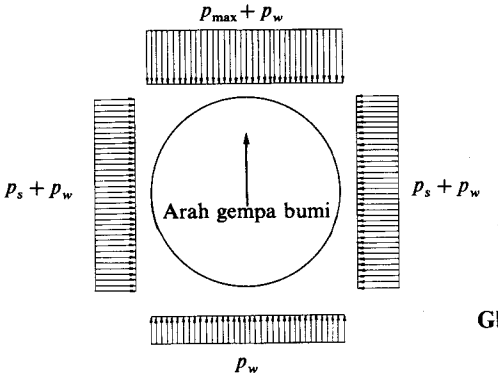
Gbr. 7.20 Pembagian tegangan tanah menurut dalamnya tanah.

dalam kaison merupakan suatu lubang dan air dapat dipompa ke luar, dan tekanan tanah statis beserta tekanan hidrostatis bekerja dari empat arah.

(b) Setelah pelaksanaan selesai.

(i) Beban harus dianggap konstan: Tekanan tanah statis serta tekanan hidrostatis bekerja secara tetap dengan sudut siku-siku satu sama lain, dari empat arah. Ukuran dan pembagian tekanan tanah statis, diperlihatkan dalam Gbr. 7.20.

(ii) Beban harus dipertimbangkan pada kesempatan yang khusus: Bila pada keadaan di mana beban mendatar yang bekerja pada saat gempa bumi dan lain-lainnya juga diperhitungkan, disarankan untuk meninjau kondisi pembebanan seperti yang diperlihatkan dalam Gbr. 7.21.



p_{max}: Intensitas maksimum reaksi tanah (t/m²)
p_s: Tekanan tanah dalam keadaan awal (t/m²)
p_w: Tekanan hidrostatis

Gbr. 7.21 Keadaan pembebanan pada waktu gempa bumi.

Bila intensitas maksimum dari tanah di atas dasar diperlukan untuk menghitung tegangan pada penampang mendatar, perubahan tiba-tiba pada titik di penampang lapisan tanah, intensitas maksimum reaksi pada muka tanah P diganti dengan P' yang didasarkan pada pertimbangan dari pembagian beban di sepanjang arah dalamnya penetrasi.

$$P' = \alpha \cdot P \tag{7.17}$$

Di sini, α: Besarnya pengurangan dengan mempertimbangkan pembagian pembebanan dalam arah dalamnya penetrasi, dipakai harga-harga seperti yang diperlihatkan dalam Gbr. 7.22.

Karena dalam keadaan ini, momen lentur yang terjadi juga bekerja dalam arah dalamnya penetrasi, untuk bagian ini diperlukan jumlah tulangan yang cukup dalam arah dalamnya penetrasi.

Besarnya momen lentur didasarkan pada persamaan di bawah ini,

$$M_y = M_x \cdot \beta \tag{7.18}$$

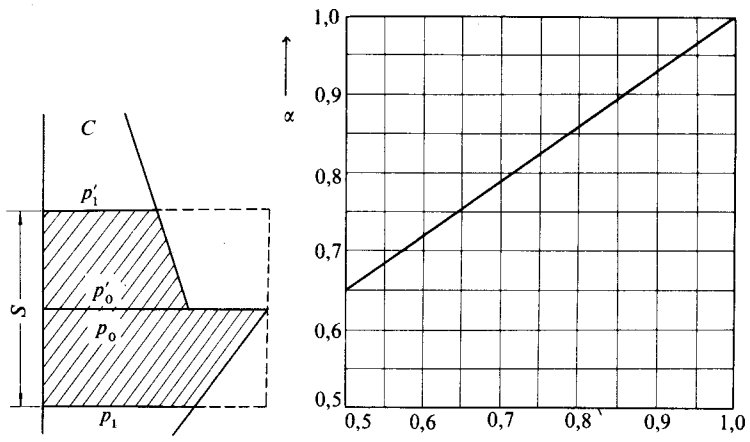
Di sini, M_x: Momen lentur yang dipergunakan untuk menghitung tegangan pada penampang mendatar dari pusat bentang.

β: Penyalur tegangan pada arah dalamnya penetrasi, besarnya diambil dari Gbr. 7.23.

(2) *Perencanaan penampang pada arah dalamnya penetrasi:*

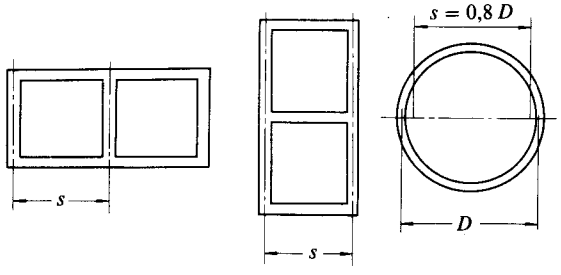
(a) Pada saat pelaksanaan: Tegangan vertikal pada saat pelaksanaan dihitung berdasarkan anggapan keadaan seperti yang diperlihatkan dalam Gbr. 7.24.

Dengan perkataan lain, perencanaan dibuat dengan menganggap bahwa unit yang



(a) Pembagian besarnya reaksi tanah pada tanah sebelah muka

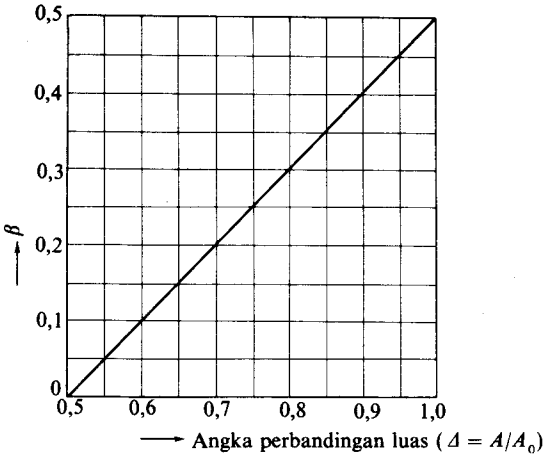
Angka perbandingan luas: ($\Delta = A/A_0$)
(b) Perbandingan pengurangan



(c) Lebar effektif

A_0: Luas sp_0 pada (a)
A: Luas yang diarsir pada (a)
s: Lebar effektif bila distribusi beban diperhitungkan seperti pada (c). Dengan kata lain,
Dalam (1) ruang antara dinding tepi dan dinding penyekat
Dalam (II) : Lebar kaison
Dalam (III): Dianggap 0,8 kali panjang diameter; dan dipakai untuk bentuk bulat telur

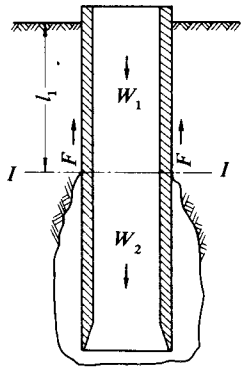
Gbr. 7.22 Pembagian beban sepanjang kedalaman penetrasi.



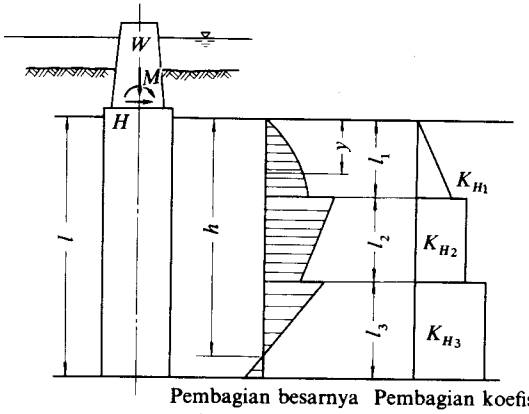
Gbr. 7.23 Pembagian beban sepanjang kedalaman penetrasi.

mempunyai berat W_2 tertumpu pada penampang mendatar kaison I-I, setelah mendapatkan panjang l_1 di mana F sama dengan $W_1 + W_2$ dalam Gbr. 7.24.

Keadaan seperti ini biasanya terjadi, terutama bila pada saat pembenaman kaison sedang berlangsung, tanah digali cukup lebar di bawah sisinya, dan lapisan padat di sekeliling sisi yang tajam berubah menjadi "lepas."



Gbr. 7.24 **Penelitian pada saat pelaksanaan.**



Gbr. 7.25 **Perhitungan tegangan sepanjang kedalaman penetrasi.**

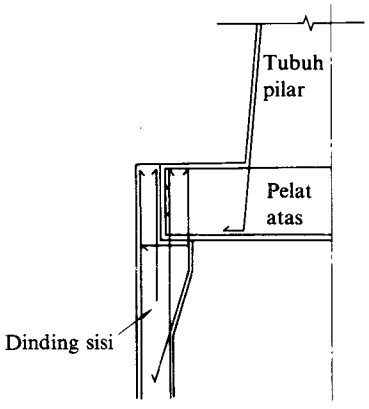
(b) Setelah pelaksanaan selesai: Keadaan yang perlu dipertimbangkan setelah pelaksanaan selesai adalah keadaan di mana reaksi tanah bekerja dalam arah mendatar secara asimetris, dan dalam hal ini, momen lentur dan gaya geser bekerja dalam arah vertikal. Momen lentur pada kedalaman y seperti yang diperlihatkan dalam Gbr. 7.25 adalah sebagai berikut:

$$
\left.
\begin{aligned}
&0 \leqq y \leqq l_1 \\
&\quad M_y = M + H\cdot y - b\cdot K_{H1}\cdot\theta\cdot y^3(2h - y)/6\cdot l_1 \\
&l_1 \leqq y \leqq l_1 + l_2 \\
&\quad M_y = M + H\cdot y - b\cdot K_{H1}\cdot\theta\cdot l_1^2(2h - l_1)/6 - b\cdot K_{H1}\cdot\theta \\
&\qquad\qquad l_1(3h - 2l_1)(y - l_1)/3 - b\cdot K_{H2}\cdot\theta(y - l_1)^2(3h - 2l_1 - y)/3 \\
&l_1 + l_2 \leqq y < l \\
&\quad M_y = H\cdot y - b\cdot K_{H1}\cdot\theta\cdot l_1^2(2h - l_1)/6 - bK_{H1}\cdot\theta\cdot l_1(3h - 2l_1) \\
&\qquad\qquad (y - l_1)/3 - b\cdot K_{H2}\cdot\theta(y - l_1)^2(3h - 2l_1 - y)/3
\end{aligned}
\right\} \quad (7.19)
$$

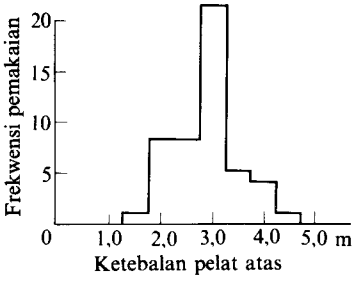
Di samping itu, tanda-tanda yang dipakai dalam persamaan di atas sama seperti yang diuraikan pada pasal 7.4.3 dan dalam keadaan pembebanan simetris pengontrolan boleh diabaikan.

7.5.3 Perencanaan Pelat Atas

Pelat atas umumnya dihubungkan dengan dinding sisi (*shell*) seperti yang diperlihatkan dalam Gbr. 7.26 dan direncanakan sebagai tumpuan pelat sederhana. Karena gaya geser yang bekerja pada pelat atas, besar, maka dipergunakan tulangan diagonal. Lagi pula karena beban eksentris dapat menimbulkan penyimpangan relatif antara kaison dengan tubuh pilar (*pier body*), biasanya tebal pelat ditambah. Contoh perencanaan seperti ini diperlihatkan dalam Gbr. 7.27.



Gbr. 7.26 **Contoh hubungan pelat atas.**



Gbr. 7.27 **Hasil-hasil pemakaian ketebalan dari bagian yang dirancang di masa lalu.**

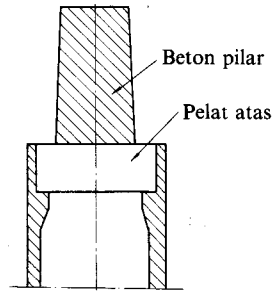


Diagram bangunan

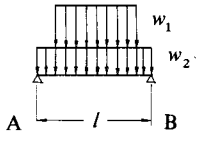


Diagram pembebanan

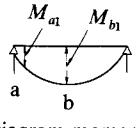


Diagram momen.

w_1: Beban beton pilar yang belum mengeras
w_2: Berat sendiri pelat atas

Gbr. 7.28 **Beban pada keadaan pertama.**

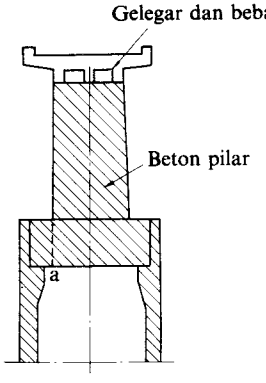


Diagram bangunan

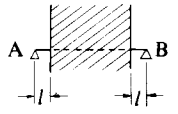


Diagram pembebanan

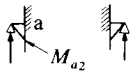


Diagram momen

Gbr. 7.29 **Beban pada keadaan kedua.**

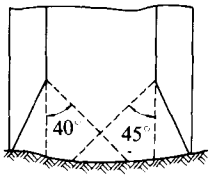
Lebih lanjut, tubuh beton umumnya dibuat monolit dengan pelat atas. Oleh karena itu, andaikata perencanaan pelat atas diragukan, harus diadakan penelitian untuk membedakan antara keadaan di mana beton dari pilar belum mengeras dan keadaan di mana beton pilar telah mengeras. Dalam hal ini, yang pertama disebut keadaan pertama seperti yang diperlihatkan dalam Gbr. 7.28, berat sendiri pelat atas dan beton pilar dianggap terjadi akibat dari pelat atas. Yang berikutnya disebut keadaan kedua seperti yang diperlihatkan dalam Gbr. 7.29, beban terjadi akibat bangunan komposit dari tubuh pilar dan pelat atas. Dengan kata lain M_{b1} untuk keadaan pertama dan M_{b2} untuk keadaan kedua diperiksa berturut-turut.

7.5.4 Perencanaan Pelat Dasar Dari Kaison Terbuka

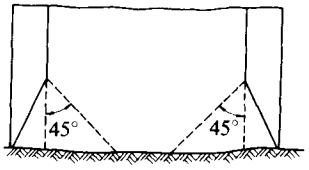
Pelat dasar dari kaison terbuka biasanya dibuat dengan menuangkan adukan beton ke dalam air setelah tubuh kaison selesai dipasang. Oleh karena itu, pengerjaan bagian ini harus dilakukan dengan perhatian khusus dan berbareng dengan hal ini, harus dibuat cukup tebal, agar aman. Berdasarkan pengalaman sebelumnya, diperkirakan ketebalan sekurang-kurangnya 2 m. Beban yang dipergunakan dalam perencanaan pelat dasar adalah besarnya reaksi tanah dasar, berat tanah yang diisikan dan pasir atau air, dan berat sendiri dari pelat dasar.

Pada kaison terbuka, reaksi tanah harus disebarkan ke dinding sisi atau dinding penyekat melalui pelat dasar. Penyebaran tegangan di dalam dinding sisi (*shell*) terjadi seperti pada Gbr. 7.30 dan dalam suatu keadaan seperti yang diperlihatkan dalam gambar (a), yang mana jalur penyebaran dari dinding sisi saling menutupi, tegangan lentur tidak menimbulkan masalah. Betapapun dalam keadaan seperti yang diperlihatkan dalam gambar (b), pemeriksaan tegangan lentur perlu dilakukan.

Dalam hal ini, pelat dasar direncanakan berdasarkan anggapan bahwa pelat merupakan tumpuan sederhana pada sisinya dan bentang effektifnya dianggap menjadi $\overline{AB}$, seperti yang diperlihatkan dalam Gbr. 7.31.

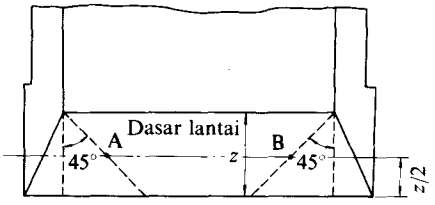


(a)



(b)

Gbr. 7.30 **Penyebaran reaksi dari lantai dasar.**



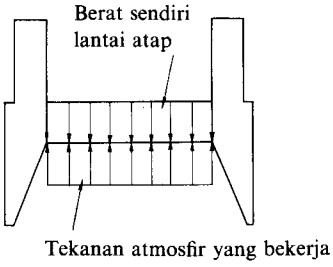
Gbr. 7.31 **Bentang Effektif dari lantai dasar untuk perencanaan.**

7.5.5 Perencanaan Pelat Atap Dan Batang Melintang Gantung Dari Ruang Kerja Pada Kaison Tekanan

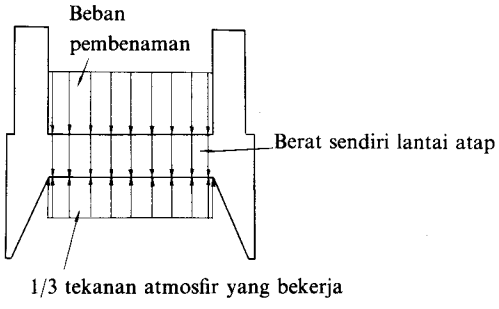
Jelas bahwa ruang kerja pada kaison tekanan perlu dibuat kedap udara selama pembenaman kaison, demikian pula pelat atap dari ruang kerja dan pelat tepi perlu direncanakan sedemikan rupa sehingga aman terhadap keadaan beban yang paling buruk. Kondisi pembebanan yang paling buruk meliputi dua hal, yaitu keadaan di mana beban penenggelaman diangkat sesaat sebelum penurunan akhir terjadi Gbr. 7.32 dan keadaan di mana tekanan atmosfir pada waktu pelaksanaan menurun sementara yang disebabkan oleh hilangnya kekuatan dan lain-lainnya (Gbr. 7.33). Dalam kedua keadaan tersebut, berat sendiri pelat atap diperhitungkan, tetapi secara umum adalah lazim bila pelat atap dari ruang kerja dibebani penuh dengan beban untuk membenamkan pelat. Ada beberapa keadaan, di mana beban pembenaman menjadi beberapa kali lebih berat dari beban normal yang diakibatkan oleh pembenaman yang tiba-tiba.

Untuk nilai penyusutan tekanan udara di dalam ruang kerja, dalam perencanaan untuk melakukan pekerjaan dipakai sekitar satu pertiga dari besarnya tekanan udara luar.

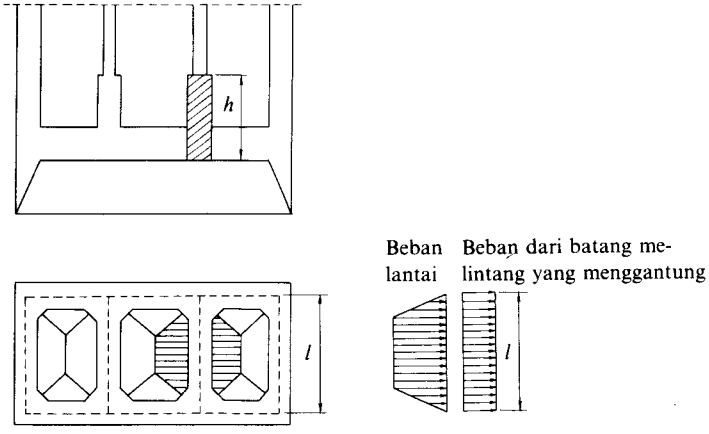
Setelah pelaksanaan selesai, beban yang bekerja pada pelat dasar dianggap ditahan oleh pelat atap saja. Pada kaison tekanan, berdasarkan kenyataan bahwa pelat atap dibuat sebagai bagian dari beton bertulang, ditinjau dari segi pemanfaatan tanah, pelat



Gbr. 7.32 Bila beban pembenaman tidak bekerja.



Gbr. 7.33 Bila tekanan atmosfir yang bekerja diperkecil.



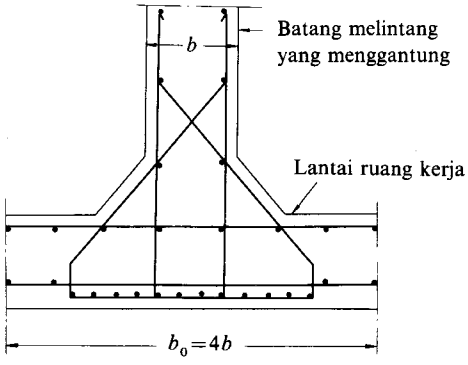
Gbr. 7.34 Beban batang melintang yang menggantung dari lantai atap.

dasar dianggap hanya berfungsi sebagai pengisi sebagian ruang dari ruang kerja.

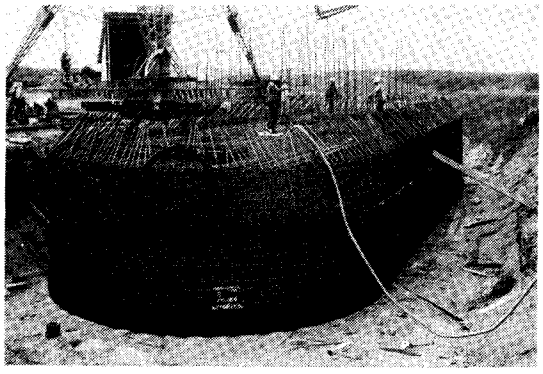
Pasal di depan membahas cara pemikiran tentang pelat dasar.

Bila balok melintang gantung dipasang pada pelat atap dari ruang kerja kaison dengan dinding penyekat, ini direncanakan sebagai sebuah balok yang ikut memikul beban pelat lantai seperti yang diperlihatkan dalam Gbr. 7.34.

Dalam keadaan ini, tinggi effektif balok diperkirakan 1/4 dari bentang, sampai batas tertentu di mana hukum Hooke masih dipenuhi dan lebih effektif diperkirakan seperti yang diperlihatkan dalam Gbr. 7.35.



Gbr. 7.35 Lebar effektif dari batang melintang yang menggantung.



Gbr. 7.36 Pekerjaan pembetonan untuk ruang kerja.

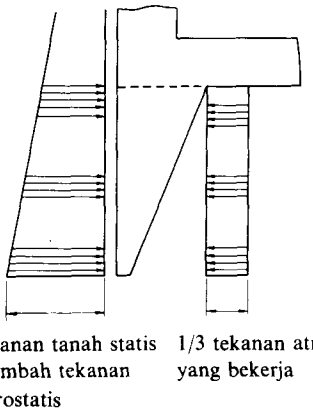
Keadaan pada waktu pembangunan ruang kerja diperlihatkan pada Gbr. 7.36.

7.5.6 Perencanaan Sisi Miring (*Cutting edge*)

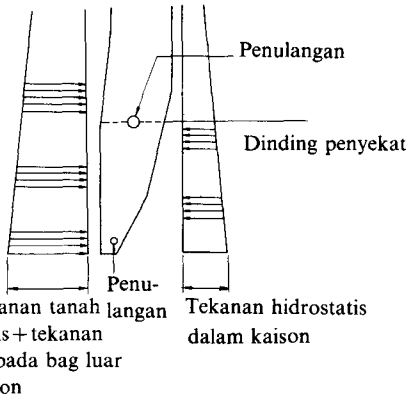
Sisi miring pada kaison direncanakan sebagai balok penyangga (*cantilever beam*) untuk kondisi pembebanan terburuk yang diperkirakan.

Kondisi beban terburuk pada kaison tekanan adalah keadaan di mana tekanan udara pada ruang kerja menurun secara sementara, yang disebabkan oleh kehilangan-kehilangan kekuatan dan keadaan lainnya, sesaat sebelum penurunan akhir dari kaison, seperti yang diperlihatkan dalam Gbr. 7.37.

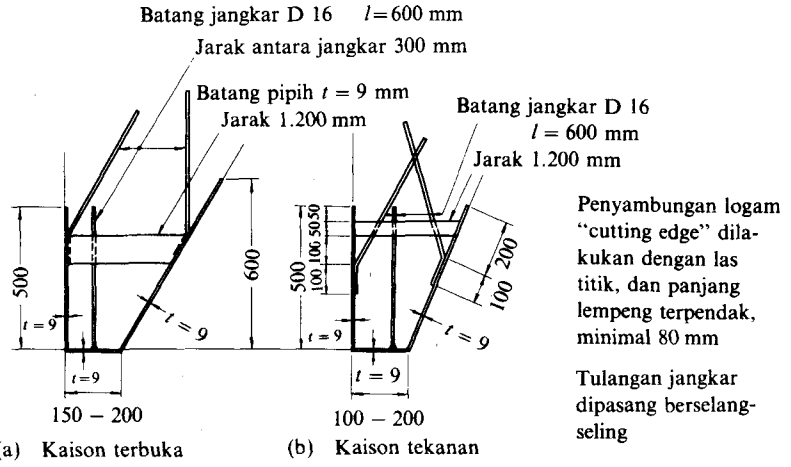
Kondisi beban yang terburuk pada kaison terbuka adalah suatu keadaan di mana tekanan hidrostatik terjadi bila perbedaan antara muka air di dalam (*internal water level*) dan muka air di luar (external water level) mencapai lebih dari 3 m, bekerja sebagai tekanan di dalam (Gbr. 7.38).



Gbr. 7.37 Keadaan pembebanan pada perencanaan sisi miring (*cutting edge*) kaison tekanan.

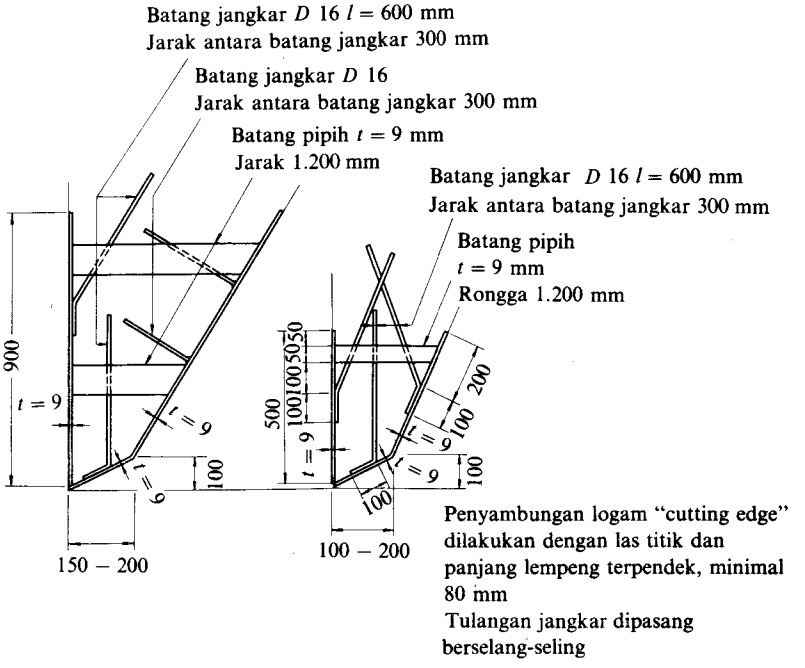


Gbr. 7.38 Keadaan pembebanan pada perencanaan sisi miring (*cutting edge*) kaison terbuka.



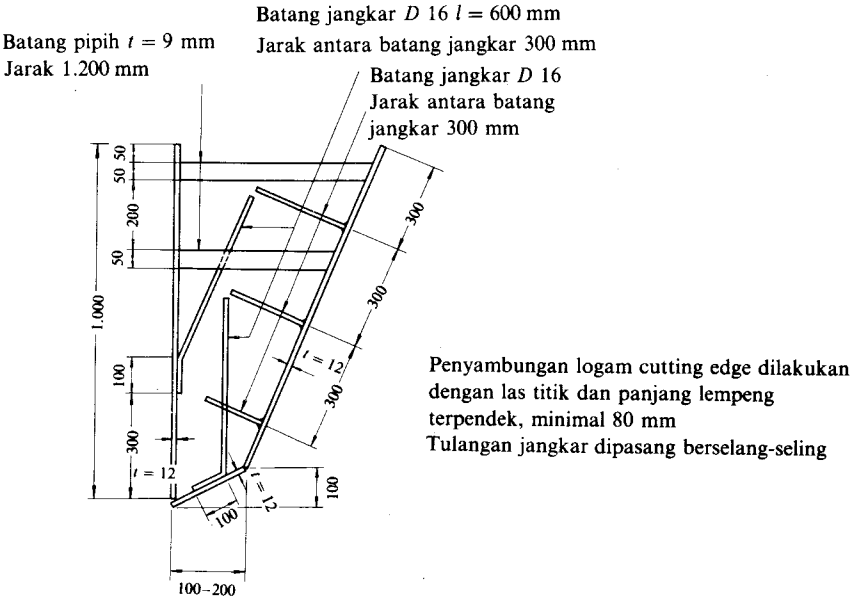
Gbr. 7.39 Contoh sisi miring (*cutting edge*) pada tanah pondasi biasa.

Bangunan sisi miring kaison, berbeda-beda disesuaikan dengan susunan tanahnya waktu pembenaman. Gbr. 7.39–Gbr. 7.41 memperlihatkan contoh penulangan yang biasa dilakukan.

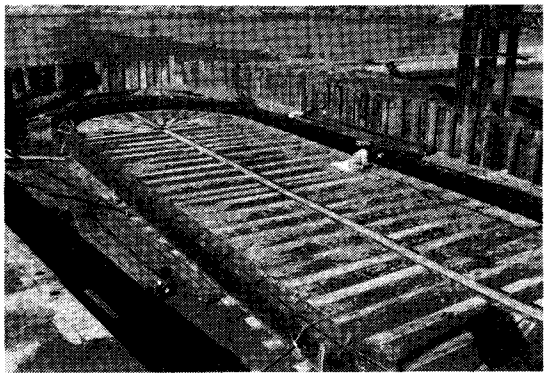


(a) Kaison terbuka (b) Kaison tekanan

Gbr. 7.40 Contoh cutting edge dari tanah pondasi yang terdiri dari lap kerikil kasar atau batuan (*cobble stone*).



Gbr. 7.41 Contoh penulangan bila dipakai ledakan.



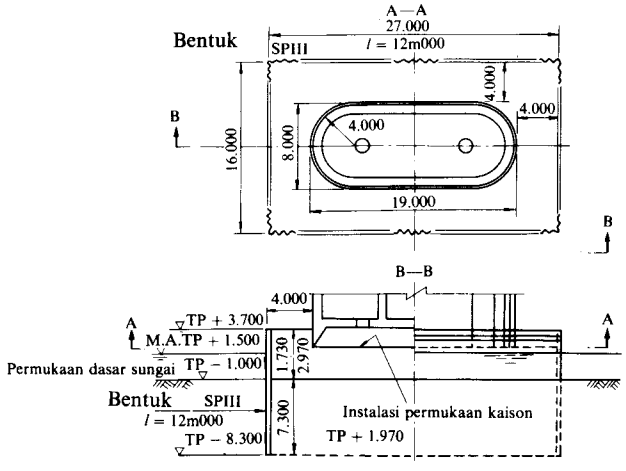
Gbr. 7.42 Pemasangan sisi miring (*cutting edge*) dari logam.

Keadaan penyetelan sisi miring diperlihatkan dalam Gbr. 7.42.

7.6 Konstruksi Kaison

7.6.1 Pembangunan Lantai Kerja

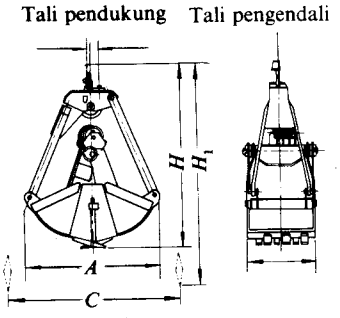
Bila letak di mana kaison akan diletakkan berada di kedalaman 4–5 m, lantai kerja dibuat pada posisi pembenaman, sesuai dengan ukuran bidang datar kaison. Proses pengerjaannya adalah, pertama-tama membangun dinding keliling dari turap baja dan sebagainya seperti diperlihatkan dalam Gbr. 7.43 dan kemudian dinding keliling diisi dengan tanah dan pasir yang berkualitas baik. Bila air ternyata dalam, perlu dibangun turap baja rangkap sebagai bendungan elak.



Gbr. 7.43 Membuat lantai apung dengan turap baja yang dapat bertumpu sendiri.

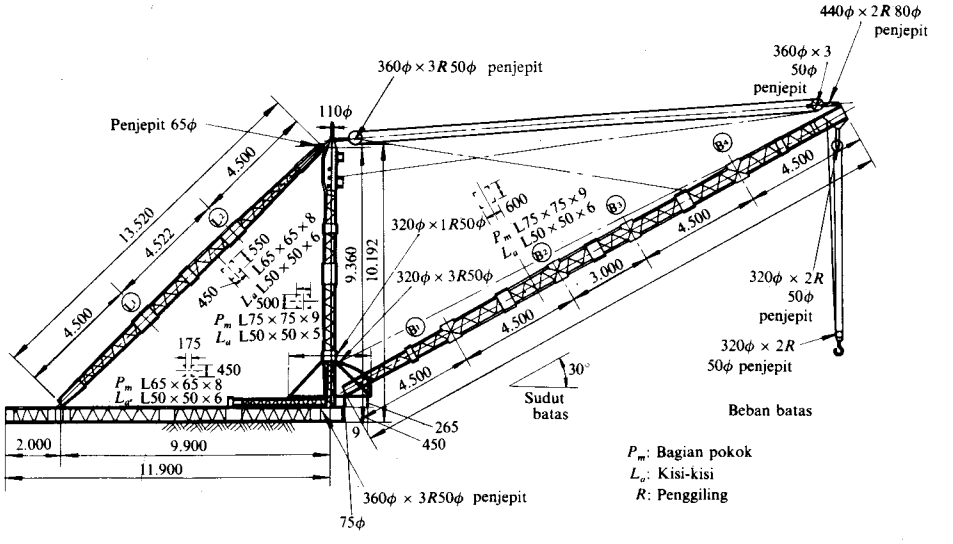
7.6.2 Alat-alat Konstruksi Untuk Kaison Terbuka

(*1*) *Alat penggali untuk penggalian kaison terbuka*: Dipakai derek yang dihubungkan dengan keranjang atau cakar pengais (*cutter nail*) seperti yang diperlihatkan dalam Gbr. 7.44. Untuk derek tersebut dipakai derek dengan penyangga yang kaku Gbr. 7.45 terbuat dari baja biasa atau dipergunakan post crane.

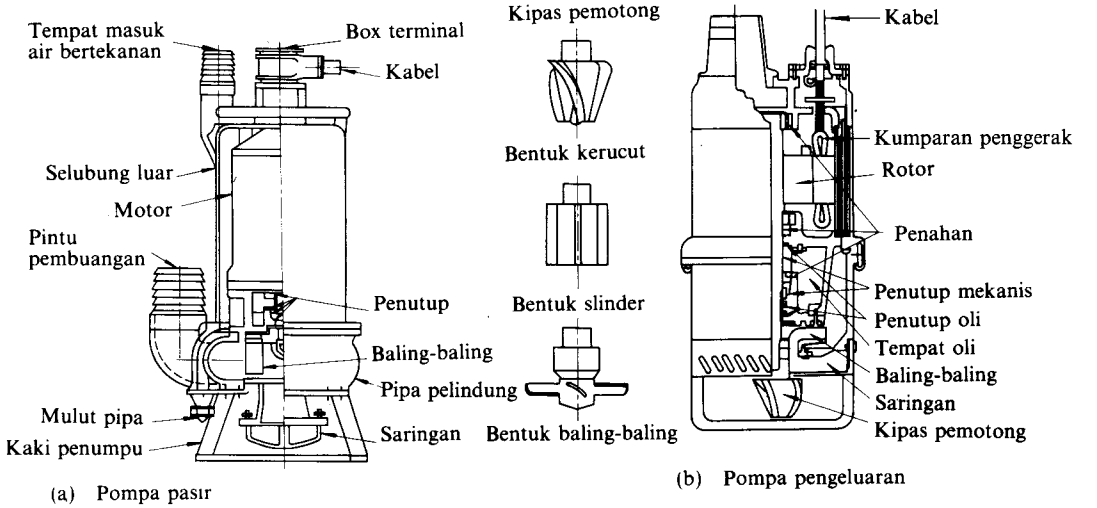


Kapasitas	Berat sendiri		Dimensi pokok (mm)				
m^3	t	t	*A*	*B*	*C*	*H*	H_1
0,35	0,63	1,1	1.440	700	1.800	2.000	2.400
0,5	0,9	1,3	1.600	870	1.900	2.200	2.700
0,6	1,03	1,55	1.720	870	2.130	2.350	2.860
0,8	1,44	2,1	2.010	980	2.220	2.560	3.070
1,0	1,8	2,6	2.060	1.060	2.250	2.600	3.200
1,2	2,16	3,0	2.150	1.250	2.600	2.850	3.400
1,5	2,7	3,5	2.360	1.250	2.850	3.060	3.900
2,0	3,6	4,0	2.160	1.600	2.900	3.500	3.800

Gbr. 7.44 Keranjang clamshell dan spesifikasinya.



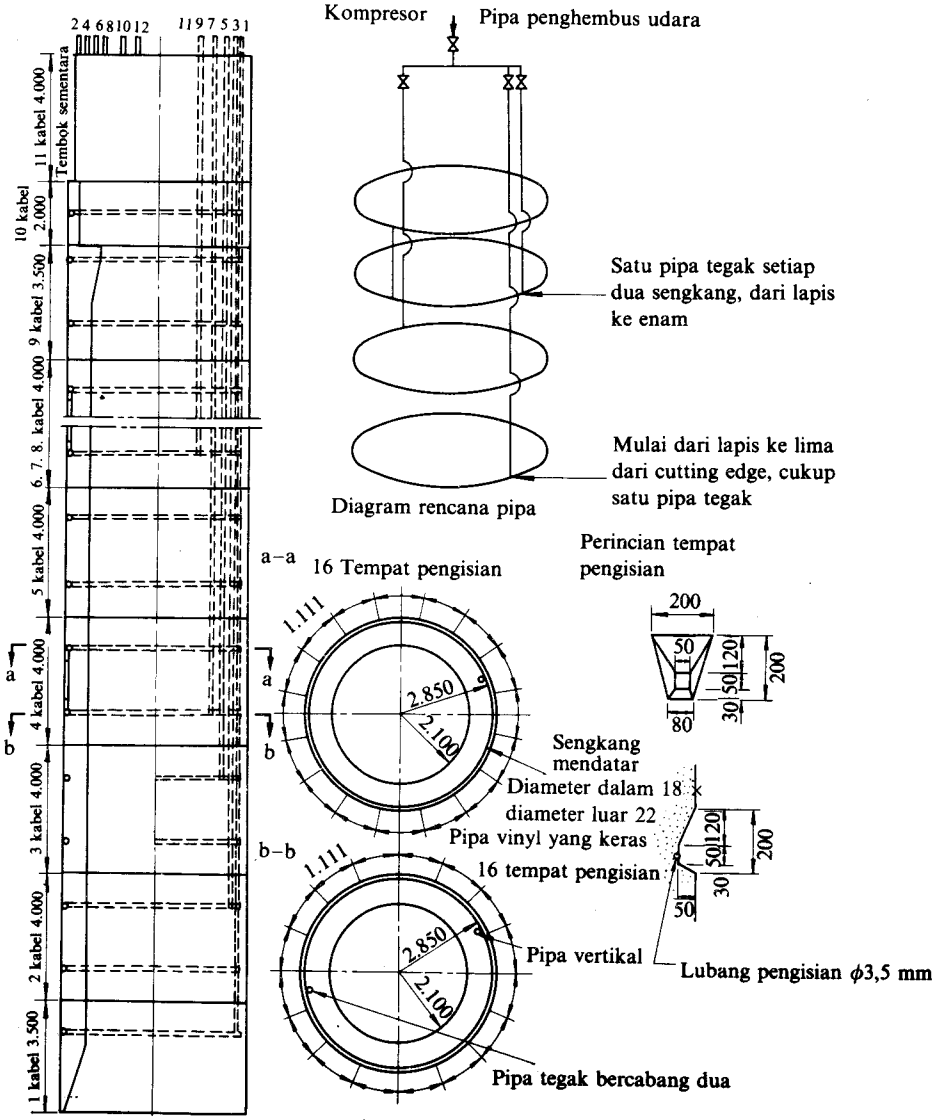
Gbr. 7.45 Mesin derek dengan kaki kaku.



Gbr. 7.46 Pompa pasir dan pompa pengeluaran.

Kemudian, penggalian pada lapisan berpasir di bawah air, yaitu suatu cara di mana pasir dihisap bersama air dengan menggunakan pompa pasir menunjukkan effisiensi yang baik pada saat sekarang ini, sebuah alat pengaduk pasir dengan pompa sumur dalam seperti yang diperlihatkan dalam Gbr. 7.46 atau pompa pengeluaran.

(*2*) *Alat pereduksi geseran:* Alat yang dapat mempermudah pembenaman kaison terbuka, secara kasar dibagi menjadi dua jenis, yang satu dengan menambah berat sendiri kaison, dan yang lain dengan meredusir gaya geser di sekeliling tubuh kaison. Berikut ini adalah alat-alat yang dapat mengurangi geseran keliling, cara menginjeksikan udara seperti yang diperlihatkan dalam Gbr. 7.47, cara penyerapan bentonite, cara dengan menggunakan pelumas di sekeliling kaison dan cara dengan menggunakan lempung pereduksi geseran.



Gbr. 7.47 Contoh alat pereduksi geseran.

7.6.3 Alat-alat Konstruksi Untuk Kaison Tekanan

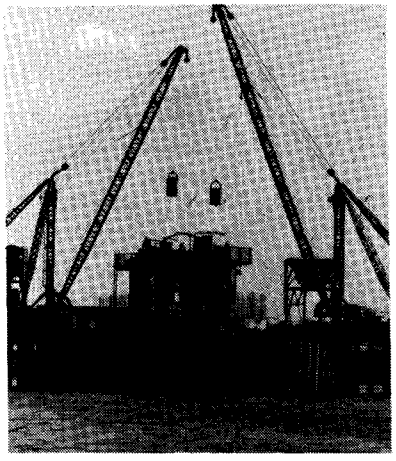
Konstruksi alat dari kaison tekanan selain dari tiga alat sebagai berikut, hampir sama dengan peralatan pada kaison terbuka, tetapi dituntut suatu alat yang lebih besar dari pada kaison terbuka.

(*1*) *Alat penggalian:* Karena penggalian dilakukan di dalam ruang kerja kaison, pada waktu dulu dipergunakan tenaga manusia untuk menggali, tetapi bekerja di bawah tekanan yang tinggi sangat sulit, sehingga pekerja, untuk kaison tekanan selalu berkurang setiap tahunnya. Oleh karena itu, dianjurkan menggali secara mekanis, dirintis dengan pembuatan buldozer mesin kaison atau penggali yang dapat dipindah-pindahkan seperti yang diperlihatkan dalam Gbr. 7.48.

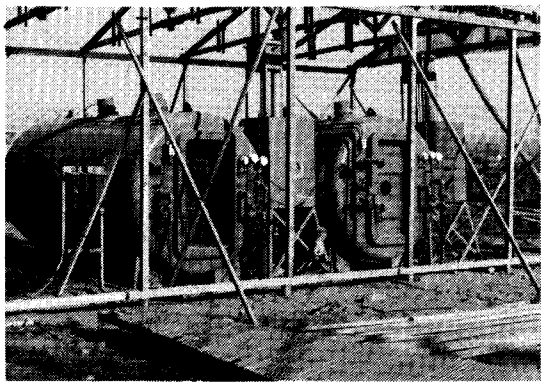
Untuk mengeluarkan tanah dan pasir dari dalam kaison, dipergunakan keranjang yang dirancang secara khusus seperti yang diperlihatkan dalam Gbr. 7.49.

(*2*) *Alat penyemprot udara:* Penyemprot udara dirancang khusus untuk kaison tekanan dan menekan udara ke dinding sisi (*shell*), yang membuat alat ini menjadi sangat vital pada cara kaison tersebut. Jika alat ini menderita kerusakan, dapat membawa bahaya, oleh karena itu memerlukan penyelidikan yang teliti. Alat penyemprot udara ini terdiri

Gbr. 7.48 Penggalian mekanis dalam kaison.



Gbr. 7.49 Alat pemindah tanah.

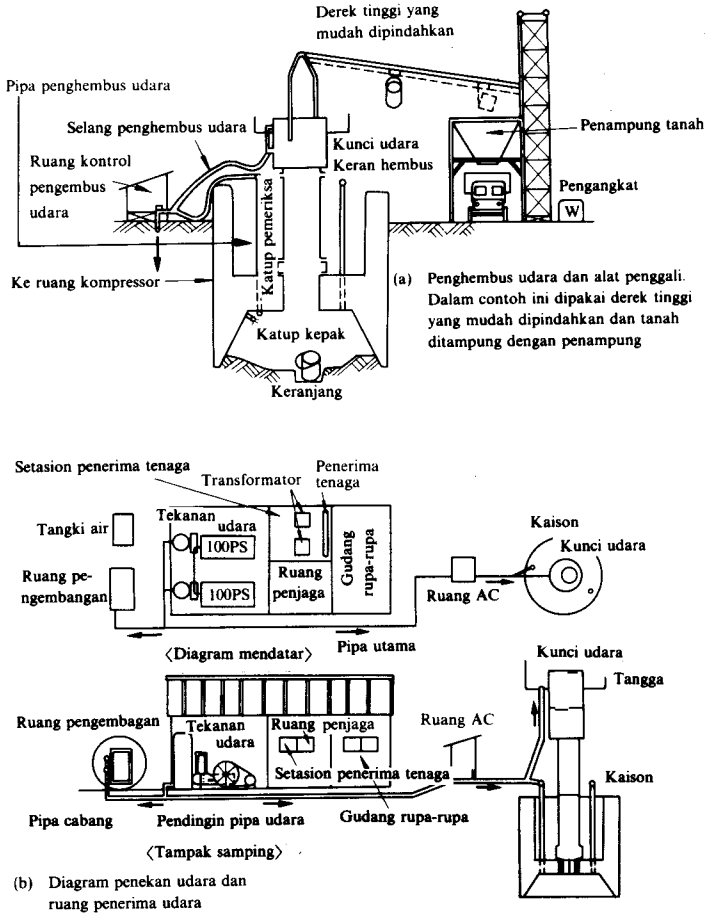


Gbr. 7.50 Kunci perawatan.

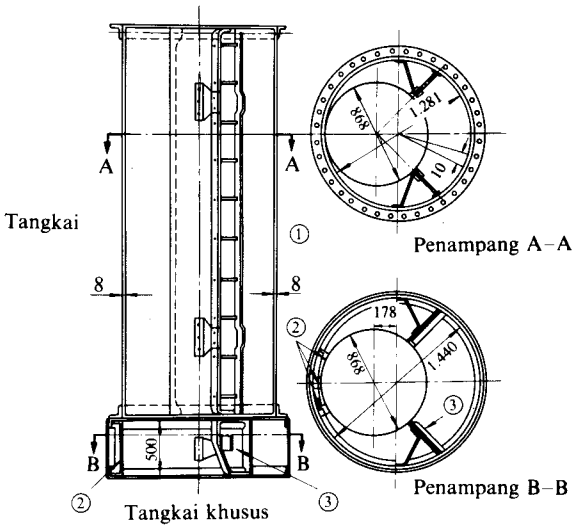
dari penyalur tenaga, kompressor, alat pembersih udara, alat pendingin, tangki penerima, alat penyesuaian penyemprot udara dan berbagai katup lain serta pipa-pipa. Yang paling utama, disiapkan kunci perawatan (*hospital lock*, Gbr. 7.50) untuk memperbaiki "penyakit" kaison (*caisson disease*). Seluruh gambaran mengenai alat tersebut diperlihatkan pada Gbr. 7.51.

(*3*) *Pintu udara, cerobong* (*shaft*)*:* Alat yang dipergunakan untuk keluar masuk para pekerja di ruang kerja dan untuk mengeluarkan tanah dari ruang kerja adalah pintu udara (*air lock*) dan cerobong (*shaft*). Untuk perlengkapan pintu udara dan cerobong pada kaison, dipergunakan cerobong khusus dengan diameter dalam berukuran 1,4 m dan tingginya 50 cm, yang dipasang pada pelat atap dari ruang kerja dan cerobong yang diperlihatkan seperti dalam Gbr. 7.52 dan Gbr. 7.53 ditambahkan pada susunan ini, dan pintu udara seperti yang diperlihatkan dalam Gbr. 7.54 dan Gbr. 7.55 dipasang pada puncaknya. Pintu udara dipasang dengan perbandingan satu pintu setiap 100–150 m^2 luas ruang kerja, tetapi dilihat dari penggalian secara mekanis dewasa ini pada kaison, kadang-kadang pintu dipasang setiap 200 m^2.

Cerobong ditambahkan dan diperpanjang sesuai dengan penurunan kaison ke bawah dan dinding sisi dari kaison diperpanjang pula.

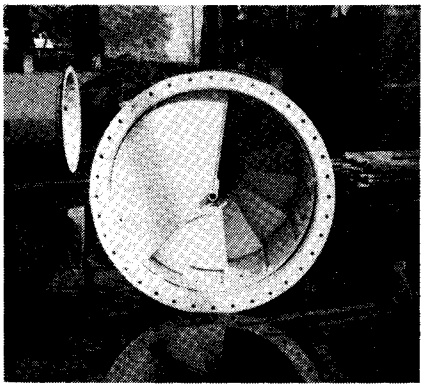


Gbr. 7.51 Peralatan kaison tekanan.

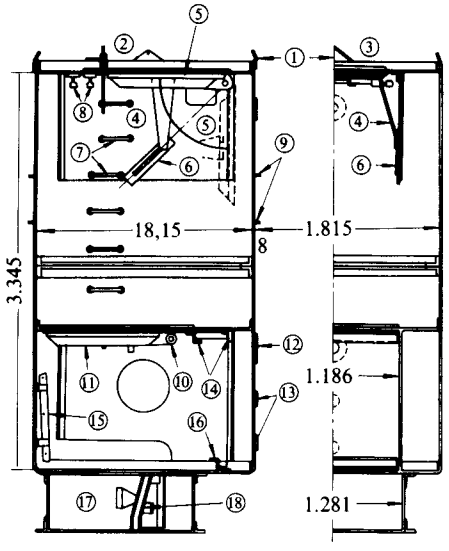


① Sambungan untuk tangga dan pengatur keranjang.
② ③ Pengatur gasket.

Gbr. 7.52 Struktur tangkai kaison.

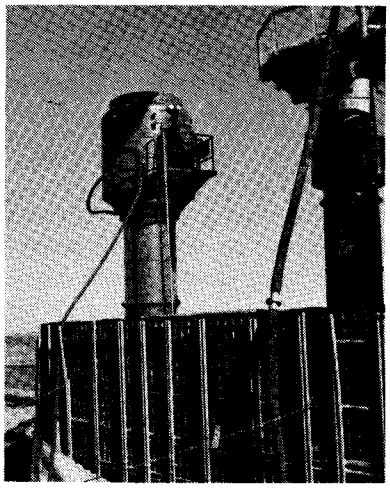


Gbr. 7.53 Tangga melingkar Manshaft.



1. Pengikat kunci
2. Kabel pengunci
3. Pembungkus dari gasket
4. Tuas pintu atas
5. Pintu atas (keadaan tertutup)
6. Pengatur pintu atas
7. Palang 'lang"
8. Penguat pelat atas
9. Gelegar lantai penahan tangga
10. Tangkai penutup dari pintu bawah
11. Pintu bawah (keadaan tertutup)
12. Tempat pemasangan pipa penghembus udara
13. Tempat pemasukan kabel
14. Penguat pelat samping dari pintu bawah
15. Tangga
16. Penguat pelat bawah
17. Pipa pendek, menghubungkan kunci dengan tangkai
18. Pengatur turunnya keranjang

Gbr. 7.54 Diagram bentuk kunci udara.



Gbr. 7.55 Kunci udara.

Pada keadaan di mana ukuran kaison cukup besar, pintu khusus untuk para pekerja yang harganya cukup mahal, dapat dipasang pula. Karena dikhawatirkan alat tersebut akan menyebabkan kecelakaan bila alat tersebut jatuh, maka perhatian yang khusus harus dilakukan pada pelaksanaan pembenaman kaison.

8 PONDASI TIANG TURAP

8.1 Umum

Pondasi tiang turap adalah suatu struktur di mana tiang turap baja atau turap dari balok dengan flens lebar digabungkan merapat satu sama lain sehingga membentuk lingkaran, bulat telur atau persegi panjang, ditempatkan pada posisi yang tepat dan kemudian setiap kepala tiang turap itu dihubungkan satu sama lain secara kaku. Setelah penyambungan ini sesuai dengan rencana, maka akan diperoleh daya dukung vertikal dan tahanan mendatar yang cukup. Struktur yang unik ini dikembangkan oleh pabrik baja Jepang. Karena bahan pondasi ini adalah tiang baja, maka cocok untuk konstruksi yang memakai tenaga mekanik dan yang memerlukan penyelesaian yang singkat. Pondasi macam ini juga mempunyai beberapa keuntungan yaitu ukuran pondasi atau kedalaman penetrasi dapat dipilih sekehendaknya.

Juga terbukti bahwa pondasi ini tidak hanya sebagai pondasi tetapi juga sebagai bendungan elak dengan membuat sambungan tiang baja yang rapat air.

Pondasi tiang turap digunakan pertama kalinya pada tahun 1965 untuk pondasi tungku peleburan baja. Pada sekitar tahun 1969 mulai digunakan sebagai pondasi jembatan. Sebegitu jauh, 40 jembatan dengan 148 pondasi semacam ini telah dibangun di Jepang karena segi keuntungannya dalam struktur dan pelaksanaan, dan akan lebih banyak lagi dipakai di masa mendatang. Alasan mengapa hampir seluruh contoh sebelumnya jenis ini digunakan, adalah karena pondasi kaison konvensionil atau pondasi tiang tak dapat menghindari berbagai kesulitan dalam perencanaan dan pelaksanaannya, disebabkan kondisi tanah yang amat buruk dan air yang amat dalam, lebih-lebih karena dimensi kasion yang amat besar.

Walaupun pondasi tiang turap dianggap sebagai struktur yang memiliki sifat mekanik di antara kaison dan pondasi tiang, masih banyak sifat pondasi tiang turap yang belum terungkapkan. Pada masa mendatang, diharapkan dapat dibuat cara yang lebih rasionil setelah sifat-sifat tersebut dapat diketahui.

Tentang hal tersebut, di sini akan dicoba menguraikan garis besar struktur tersebut secara menyeluruh, dan dasar pemikiran sehubungan dengan perencanaan pondasi tiang turap.

8.2 Struktur Pondasi Tiang Turap

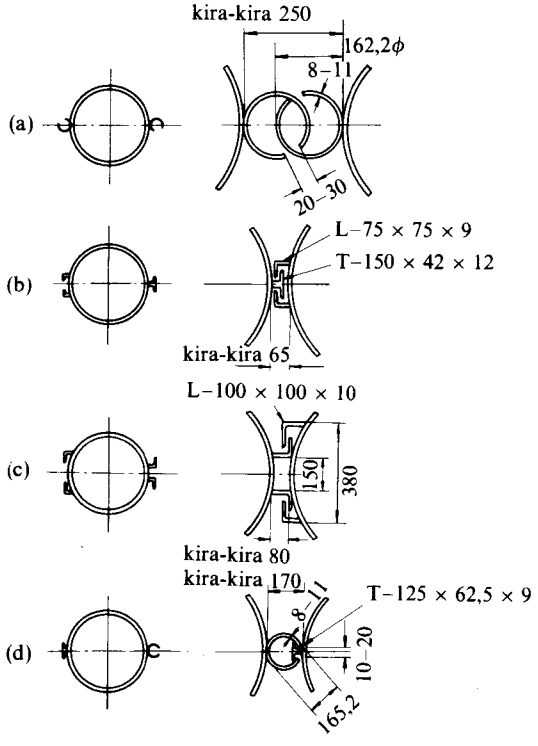
8.2.1 Bahan-bahan Yang Digunakan

Dilihat dari kenyataan, bahan tiang turap yang digunakan untuk pondasi tiang turap adalah semacam baja yang memiliki sifat kekuatan, kualitas dan penampang yang harus sesuai benar dengan sifat-sifat strukturnya.

Sedangkan ketebalan tiang turap diperkirakan 8 mm atau lebih. Ada dua macam tiang turap; tiang turap baja bentuk pipa seperti dalam Tabel 8.1 dan tiang turap dari balok flens lebar seperti dalam Tabel 8.2. Melihat pemakaian tiang turap saat ini, maka

Tabel 8.1 Dimensi dan berat pipa-pipa baja yang dipergunakan sebagai tiang turap.

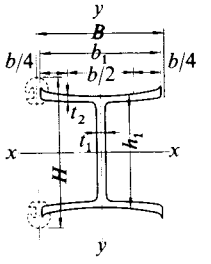
Diameter luar (mm)	Tebal (mm)	Luas penampang (cm^2)	Berat (kg/m)	Momen enersia luas I (cm^4)	Modulus penampang Z (cm^3)	Jari-jari inersia i (cm)	Luas permukaan luar (m^2/m)
600	9	167,1	131	730×10^2	243×10	20,9	1,88
	12	221,7	174	958×10^2	320×10	20,8	1,88
	14	257,7	202	111×10^3	369×10	20,7	1,88
	16	293,6	230	125×10^3	418×10	20,7	1,88
700	9	195,4	153	117×10^3	333×10	21,1	2,20
	12	259,4	204	154×10^3	439×10	21,3	2,20
	14	301,7	237	178×10^3	507×10	21,3	2,20
	16	343,8	270	201×10^3	575×10	21,2	2,20
812,8	9	227,3	178	184×10^3	452×10	23,4	2,55
	12	301,9	237	242×10^3	596×10	28,3	2,55
	14	351,3	276	280×10^3	690×10	28,2	2,55
	16	400,5	314	318×10^3	782×10	28,2	2,55
914,4	12	340,2	267	346×10^3	758×10	31,9	2,87
	14	396,0	311	401×10^3	878×10	31,8	2,87
	16	451,6	354	446×10^3	997×10	31,8	2,87
	19	534,5	420	1.170×10^3	117×10^2	31,7	2,87
1.016	12	378,5	297	477×10^3	939×10	35,5	3,19
	14	440,7	346	553×10^3	109×10^2	35,4	3,19
	16	502,7	395	628×10^3	124×10^2	35,4	3,19
	19	595,1	467	770×10^3	146×10^2	35,2	3,19

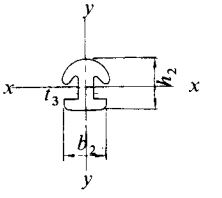


Gbr. 8.1 Macam-macam bentuk sambungan tiang turap dari pipa.

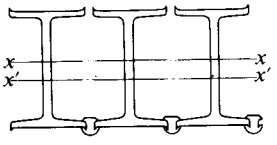
Tabel 8.2 Batang turap dengan flens lebar.

Ukuran (mm)						Luas penamp (cm^2)	Berat (kg/m)	Klasifikasi	Ukuran (mm)			Luas penamp (cm^2)	Berat (kg/m)	Momen inersia (cm^4)		Modulus penampang (cm^3)	
H	B	b_1	h_1	t_1	t_2	Tiap lempeng	Tiap lempeng		b_2	h_2	t_3			I_x	I_y	Z_x	Z_y
486	420	403	410	10	13,5	165,0	130	Penyambungan	67	64	14	22,99	18,0	54.800	17.000	2.670	850

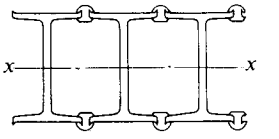




Per m lebar dinding bila penghubung dipergunakan pada satu sisi saja.



Per m lebar dinding bila penghubung dipergunakan pd kedua sisinya.



Luas penampang (cm^2/m)	Berat (kg/m)	Momen inersia penampang (cm^4/m) I_x	Modulus penamp (cm^3/m) Z_x
447,6	351	152.000	6.600

Luas penamp (cm^2/m)	Berat (kg/m)	Momen inersia penampang (cm^4/m) I_x	Modulus penamp (cm^3/m) Z_x
502,4	394	180.000	7.420

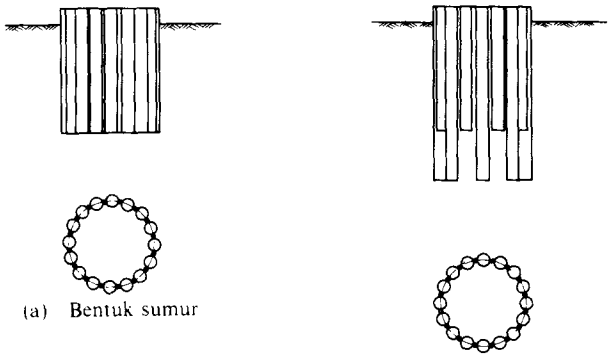
pipa tiang turap baja lebih banyak dipergunakan. Terdapat banyak macam alat penyambung tiang turap, seperti dalam Gbr. 8.1 dan sambungan tersebut digunakan menahan air untuk sementara maka suatu campuran diisikan ke dalam bagian alat penyambung sebagai pemisah. Tetapi alasan untuk meningkatkan kekuatan batas sesuai dengan pelaksanaannya haruslah dijelaskan.

Pada kenyataannya, pengisian campuran tersebut ke dalam sambungan, secara teknis sukar dan titik terlemah pada pondasi tiang turap terdapat pada bagian alat penyambung tersebut, oleh sebab itu dianjurkan meningkatkan perbaikan pada alat penyambung.

8.2.2 Bentuk Struktur

Pondasi tiang turap, bila digolongkan menurut cara pelaksanaannya dibagi menjadi, pondasi sumuran (*well foundation*) yang terbentuk dengan memancangkan tiang-tiang turap dengan panjang yang sama, seperti yang terlihat dalam Gbr. 8.2, sampai ke lapisan pendukung dan sebagai pondasi yang dilengkapi dengan kaki-kaki yang terbentuk dengan menancapkan hanya sebagian tiang turap sampai ke lapisan pendukung.

Karena pada pondasi sumuran semua tiang-tiang turapnya mencapai lapisan pendukung maka pondasi macam ini dipakai pada lapisan pendukung yang dangkal, mungkin terdapat kelebihan kapasitas daya dukung arah mendatar. Dalam keadaan ini, pema-



Gbr. 8.2 Penggolongan berdasarkan cara pemasangan.

Gbr. 8.3 Bentuk-bentuk umum penampang.

kaian pondasi dengan kaki-kaki lebih memadai karena volume baja yang diperlukan berkurang sehingga pondasi menjadi ekonomis.

Penampang pondasi tiang turap tidak hanya berbentuk lingkaran bentuk bulat telur atau segi empat seperti yang terlihat pada Gbr. 8.3, tetapi juga mungkin berbentuk lain yang dapat masuk akal.

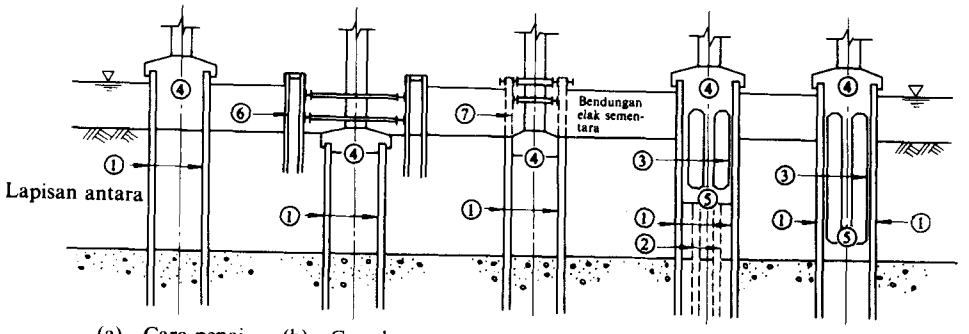
Pada cara Kaison, perbedaan bentuk penampang mempengaruhi kecepatan pelaksanaan. Tetapi dalam cara tiang turap keadaannya hampir sama seperti pada pengerjaan pemancangan tiang konvensionil. Sehingga pengaruh pada kecepatan pelaksanaan karena perbedaan bentuk amatlah kecil. Macam-macam pondasi tiang turap ditinjau dari perbedaan konsepsi mengenai bagian kepala dan bendungan elak dari pondasi tiang turap, ada lima macam bentuk pondasi tiang turap seperti diperlihatkan dalam Gbr. 8.4.

(a) Yang disebut cara penaikan di mana tiang turap muncul di atas permukaan air dan pelat atas (*top slab*) dibangun di atas permukaan air.

(b) Yang disebut cara bendungan elak di mana pengerjaan bendungan elak dilakukan terpisah pada saat membangun badan pilar dan pelat atas (*top slab*).

(c) Yang disebut cara gabungan untuk pondasi dan bendungan elak di mana tiang turap muncul di atas permukaan air sehingga air terpisah dan kemudian setelah badan pilar beserta pelat atas (*top slab*) terbentuk maka tiang turap untuk pemisah air dipotong di dalam air.

(d) Yang disebut cara setengah kaku di mana bagian dalam dari sumuran dipakai untuk penggalian sebagian untuk menempatkan beton.

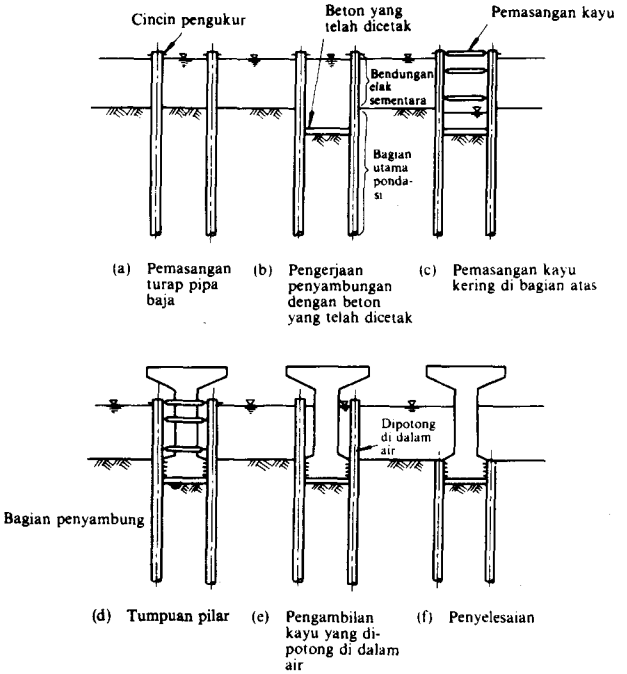


(a) Cara penaikan (b) Cara bendungan elak (c) Cara penggabungan pondasi di bendungan elak (d) Cara setengah kaku (e) Cara kaku

1. Turap pipa baja 2. Tiang pipa baja (bila diperlukan)
3. Tulangan beton dalam 4. Tumpuan 5. Pelat dasar
6. Bendungan elak rangkap 7. Pengeratan sementara

Gbr. 8.4 Jenis pondasi turap

Karakteristik terbaik dari pondasi tiang turap adalah bahwa cara pondasi dapat bersama-sama dipakai dengan cara bendungan elak di dalam satu rencana. Hampir keseluruhan pelaksanaan pondasi tiang turap pada masa lalu tergantung pada cara ini. Gbr. 8.5 memperlihatkan urutan langkah cara tersebut dalam proses pelaksanaannya. Karena bendungan elak dibangun bagian strukturnya sama dengan badannya maka dapatlah dikatakan bahwa bendungan elak itu sendiri aman.



(a) Pemasangan turap pipa baja (b) Pengerjaan penyambungan dengan beton yang telah dicetak (c) Pemasangan kayu kering di bagian atas

(d) Tumpuan pilar (e) Pengambilan kayu yang dipotong di dalam air (f) Penyelesaian

Gbr. 8.5 Proses pembuatan dengan cara penyambungan untuk pondasi turap dan bendungan elak.

8.3 Garis Besar Cara Merencanakan Pondasi Tiang Turap

8.3.1 Dasar-dasar Perencanaan

Dasar perencanaan pondasi tiang turap adalah sebagai berikut:

(1) Intensitas reaksi maksimum tanah pada dasar bagian sumuran dan pada ujung bagian kaki dalam pondasi tiang turap tidak boleh melampaui daya dukung satuan yang diijinkan dari tanah pondasi itu di tempat-tempat tersebut. Untuk mendapatkan kapasitas daya dukung arah vertikal yang diijinkan, dipakai suatu cara dengan percobaan pembebanan dan suatu cara dengan rumus statis dinamis daya dukung.

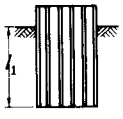
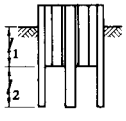
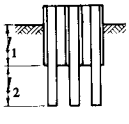
Bila rumus statis dinamis pada pondasi tiang turap digunakan, bagaimana menetapkan daerah pendukung bila daya dukung telah dihitung dan persamaan perhitungan daya dukung diberikan pada Tabel 8.3.

(2) Gaya tahanan geser pada bagian dasar sumuran pondasi tiang turap tidaklah boleh melampaui gaya tahanan geser yang diijinkan yang bekerja antara dasar sumuran dan tanah pondasi.

Gaya tahanan geser pada dasar pondasi tiang turap dan gaya tahanan geser yang diijinkan yang bekerja antara dasar dan tanah pondasi diperoleh dengan pendekatan yang sama seperti pada Bab. 7 mengenai Pondasi Kaison.

(3) Perpindahan pondasi tiang turap haruslah diamati dengan memperhatikan besarnya perpindahan yang diijinkan yang ditentukan dari hubungannya dengan bangunan di atasnya.

Tabel 8.3 Persamaan daya dukung.

<table>
<tr><td rowspan="2">1) Untuk sumur</td><td colspan="3">2) Untuk pondasi dengan kaki</td></tr>
<tr><td>i) Jarak kaki 2,5 D, atau lebih</td><td colspan="2">ii) Jarak kaki kurang dari 2.5 D, dari (1) & (2) diambil nilai terkecil</td></tr>
<tr><td rowspan="2"> 
A_v
(Luas antara panjang keliling luar dan panjang keliling dalam dari sumur)
$R_a = \frac{1}{n_1 \cdot S}(q_d \cdot A_v + f \cdot U \cdot l_1)$</td><td></td><td>Sama seperti (1) 2)–i)</td><td>(2)</td></tr>
<tr><td> 
A_1
(Luas yang ditutup oleh 1 turap)
$R_a = \frac{1}{S}(q_d \cdot A_1 + f_0 \cdot U_0 \cdot l_2 + \frac{f \cdot U \cdot l_1}{n_1})$</td><td></td><td> 
$R_a = \frac{1}{n_2 \cdot S}\{q_d \cdot A_v + f \cdot U \cdot (l_1 + l_2)\}$</td></tr>
</table>

R_a: Daya dukung satu turap yang diijinkan (kg)
S: Faktor keamanan
l_1: Panjang penetrasi sumuran (cm)
l_2: Panjang kaki (cm).
U: Panjang keliling luar dari sumur (cm)
U_0: Panjang keliling dari kaki (cm)
n_1: Jumlah batang turap pada tiap sumuran
n_2: Jumlah kaki
q_d: Daya dukung batas tanah pada ujung turap (kg/cm^2)
f: Gaya geser dinding sumuran (kg/cm^2)
f_0: Gaya geser dinding pada kaki (kg/cm^2)

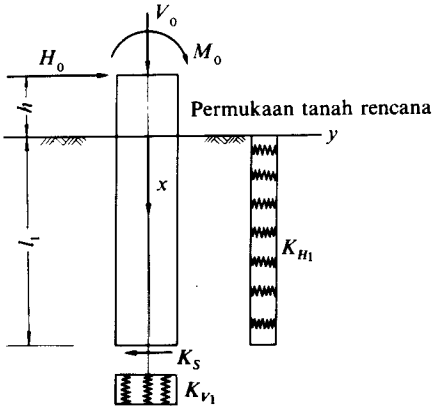
(4) Tegangan pada setiap bagian pondasi tiang turap tidak boleh melebihi tegangan yang diijinkan.

(5) Seperti pada pondasi tiang, tahanan mendatar pondasi tiang turap dianggap sebagai balok di atas lantai elastis. Contoh-contoh dinamis pondasi sumuran dan pondasi yang dilengkapi dengan kaki-kaki dalam hal ini, diperlihatkan pada Gbr. 8.6 dan Gbr. 8.7.

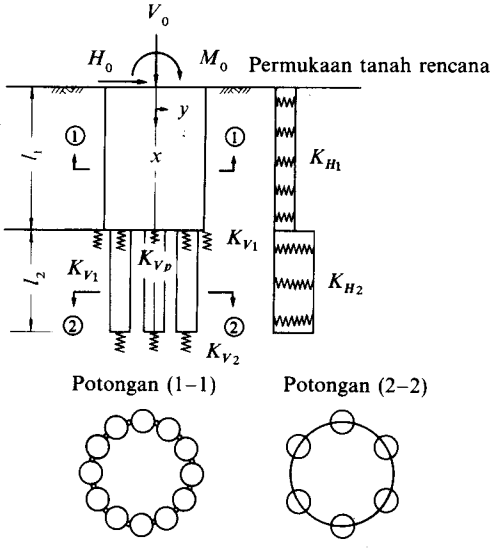
Karena dianggap sebagai balok di atas lantai elastis, maka tak perlu untuk mengamati intensitas reaksi tanah di muka pondasi.

(6) Bila perpindahan pondasi tiang turap ternyata besar dan frekwensi aslinya panjang, maka dengan memperhatikan bangunan di atasnya dibuat analisa dinamis untuk mengamati perpindahan dan tegangan masing-masing bagian.

Tidak ada persoalan seandainya Bab 6 mengenai Pondasi Tiang dan Bab 7 mengenai Pondasi Kaison digunakan dalam merencanakan badan dari pondasi tiang turap. Tetapi mungkin ada model lain yang unik/istimewa seperti diperlihathan pada Gbr. 8.7. Dengan memperhatikan persamaan itu, untuk satu jangkauan yang tidak luas maka persamaan itu dapat memberikan uraiannya. Dan bila dibutuhkan perencanaan lebih lengkap, maka disarankan untuk melihat buku lain.



Gbr. 8.6 Perhitungan model sumur.



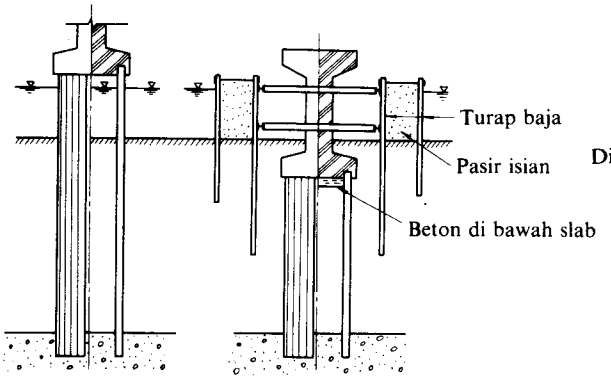
Gbr. 8.7 Perhitungan model pondasi yang dilengkapi dengan kaki.

8.3.2 Perencanaan Pelat Mahkota Dan Pengelolaan Bagian Kepala Tiang

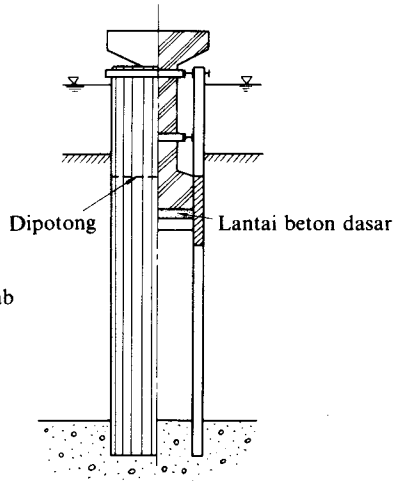
Cara menghubungkan pelat mahkota (*Crown Slab*) dari pondasi tiang turap dibagi menjadi dua macam menurut cara pelaksanaannya.

(1) Dalam hal pengerjaan kering pada dasar, dalam cara penaikan atau cara bendungan elak, diperlihatkan pada Gbr. 8.4 dan Gbr. 8.8. Dalam hal ini digunakan penyambungan yang sama seperti sambungan kepala pada gabungan tiang seperti yang dijelaskan dalam Bab 6 mengenai Pondasi Tiang.

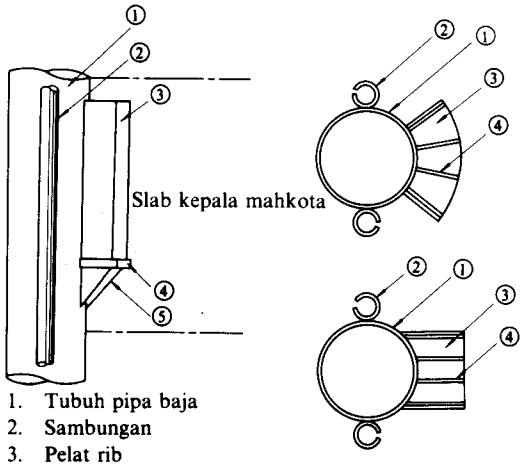
(2) Dalam hal pelat mahkota (*crown slab*) dibangun di antara sumuran dengan cara gabungan untuk pondasi dan bendungan elak. (Gbr. 8.9) Dalam hal ini digunakan suatu cara penyambungan di mana suatu pengikat (*binder*) dipasang pada permukaan dinding tiang turap dan beban yang bekerja pada bagian atas diteruskan ke sumuran melalui gaya tahanan geser. Pengikat untuk pelat mahkota adalah, pelat rib (rib plate), pelat pendukung (*bearing plate*) dan pelat pendukung rib, seperti diperlihatkan pada Gbr. 8.10.



Gbr. 8.8



Gbr. 8.9



1. Tubuh pipa baja
2. Sambungan
3. Pelat rib
4. Pelat pendukung
5. Pelat pendukung rib

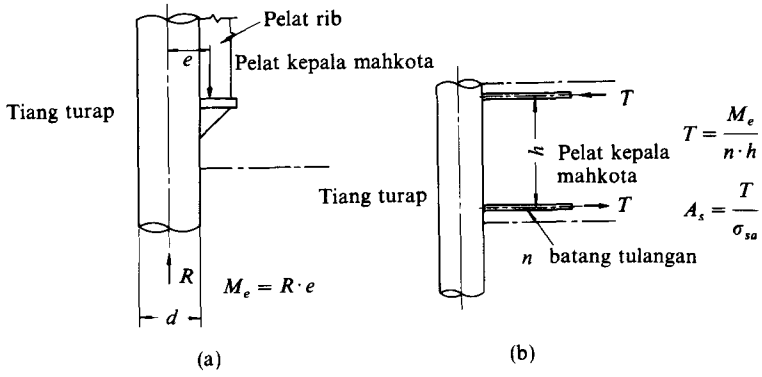
Gbr. 8.10 Contoh-contoh sambungan slab kepala mahkota.

Dan juga dapat ditambahkan batang penguat untuk momen eksentris, diperlihatkan pada Gbr. 8.11. (ketahanan melawan pemisahan lapisan luar . . . kondisi di mana tiang turap dan pelat mahkota cenderung memisah satu sama lain . . . waktu gaya mendatar bekerja) .Tidak timbul masalah apabila pelat pendukung dihitung sebagai balok yang kedua ujungnya terjepit dengan pelat rib atau pelat pendukung rib seperti diperlihatkan pada Gbr. 8.12.

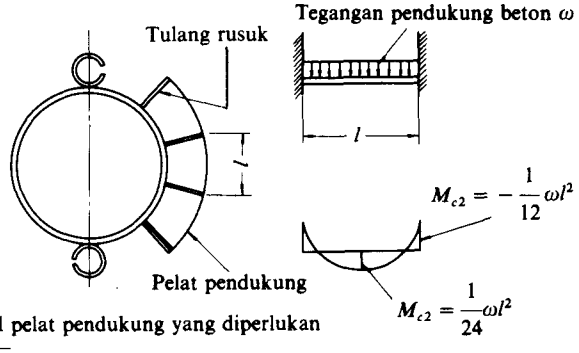
Pelat mahkota dihitung sebagai balok kantilever dengan bagian bawah dan bagian kolom sebagai ujung jepit. Menurut bentuk mendatarnya, hal-hal berikut ini sebagai pengamatan dengan memperhatikan hubungannya dengan bentuk penampang kolom.

(1) Pilar berbentuk lingkaran dan pondasi tiang turap melingkar (tipe-1, Gbr. 8.13). Mengubah lebar efektif b_0 dari sebuah tiang turap sebagai lebar efektif b pada ujung kolom, jumlah batang penguat untuk b dihitung dan diatur secara radial.

(2) Pilar segi empat dan pondasi tiang turap melingkar (tipe-2, Gbr. 8.14). Jumlah batang penguat dihitung untuk satuan lebar segi empat dan disusun dengan pola jaring.



Gbr. 8.11

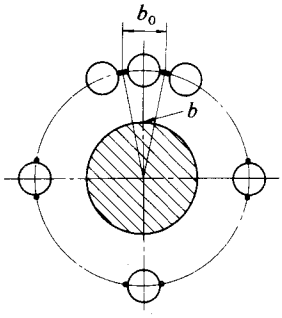


Tebal pelat pendukung yang diperlukan

$$t = \sqrt{\frac{6 \times M_{c2}}{b \times \sigma_a}}$$

Di mana: t : Tebal papan pendukung yang diperlukan
M_{c2} : Momen lentur batang dengan kedua ujungnya terjepit
b : Lebar satuan
σ_a : Tegangan lentur baja yang diizinkan

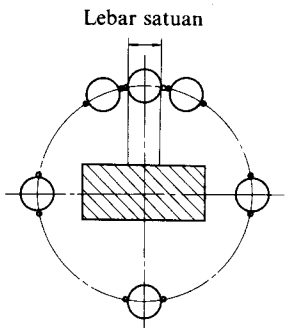
Gbr. 8.12 Diagram momen lentur.



$$b_0 = \frac{U}{n}$$

n : Jumlah tiang turap
U: Panjang keliling dari garis pusat sumur

Gbr. 8.13 Tipe 1.



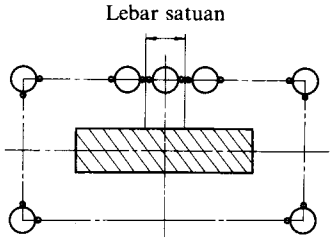
Gbr. 8.14 Tipe 2.

(3) Pilar segi empat dan pondasi tiang turap segi empat (tipe-3, Gbr. 8.15) jumlah batang tulangan dihitung per-satuan lebar dari segi empat pada pusatnya dan pola jaring yang direncanakan.

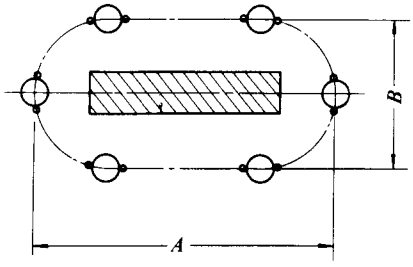
(4) Pilar dengan dua kolom dan pondasi tiang turap segi empat (Tipe-4, Gbr. 8.16). Lebar efektif ditentukan sedemikian sehingga termasuk di dalam radius 45° dari permukaan atas pelat mahkota ke permukaan batang penguat dan volume batang penguat yang dibutuhkan disusun dengan pola jaring. Jumlah batang penguat pada tempat selain pada tempat yang disebutkan ditentukan setengah dari bagian yang disebutkan.

(5) Pilar segi empat dan pondasi tiang turap berbentuk bulat telur (Tipe-5, Gbr. 8.17). Dalam hal ini, tidak ada persoalan jika digunakan pendekatan yang sama dengan tipe-tipe yang disebutkan di atas dengan kondisi sebagai berikut:

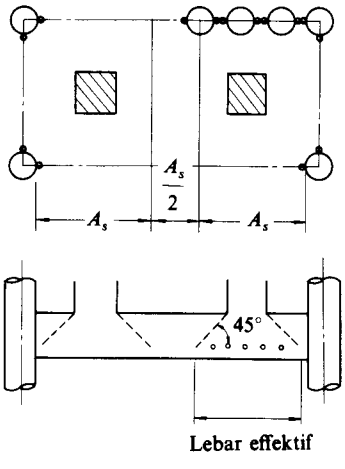
Dalam hal A/B 1,5 ·····tipe-3
Dalam hal A/B 1,5 ·····tipe-1 atau tipe-2



Gbr. 8.15 Tipe 3.



Gbr. 8.17 Tipe 5.

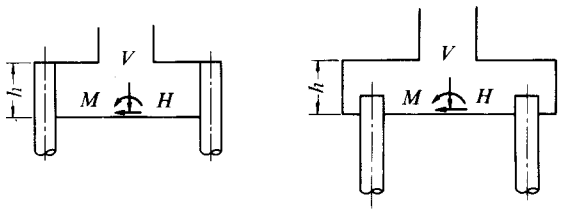


Gbr. 8.16 Tipe 4.

Kemudian beban yang dipergunakan untuk merencanakan pelat mahkota dan bagian sambungan dihitung sebagai berikut:

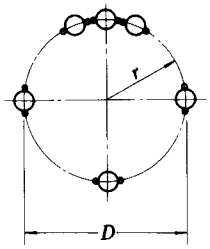
1) Bila hanya gaya vertikal

$$R = \frac{V}{n}\text{(t/jumlah) atau } R = \frac{V}{U}\text{(t/m)}$$



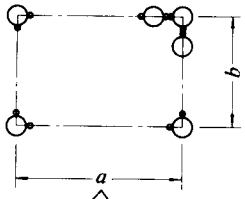
(a) Tipe sambungan dengan bendungan elak sementara (b) Tipe bendungan elak sementara

Gbr. 8.18



$$\left.\begin{aligned} I &= \pi r^3 \\ Z &= \frac{I}{r} = \pi r^2 \\ U &= 2\pi r \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots (1)$$

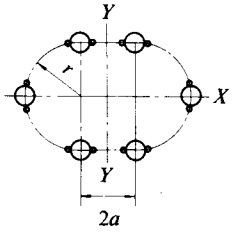
(a) Untuk bentuk lingkaran



$$\left.\begin{aligned} I &= \frac{1}{2}ab^2 + \frac{1}{6}b^3 \\ Z &= ab + \frac{1}{3}b^2 \\ U &= 2(a+b) \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots (2)$$

⇧ Arah pembebanan

(b) Untuk bentuk persegi panjang



arah XX

$$\left.\begin{aligned} I &= \pi r^3 + 4ar^2 \\ Z &= \pi r^2 + 4ar \\ U &= 2\pi r + 4a \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots (3)$$

arah YY

$$\left.\begin{aligned} I &= \pi r^3 + 8ar^2 + 2\pi a^2 r + \frac{4}{3}a^3 \\ Z &= \frac{1}{a+r} \\ U &= 2\pi r + 4a \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots (4)$$

(c) Untuk bentuk bulat telur

Gbr. 8.19

Dengan, V: Gaya vertikal (t)
n: Jumlah tiang turap
U: Panjang keliling dari garis pusat sumur (m)

2) Bila bekerja gaya vertikal, gaya mendatar dan momen lentur (Gbr. 8.18).

$$R = \frac{V}{U} \pm \frac{M}{Z} \text{(t/m)}$$

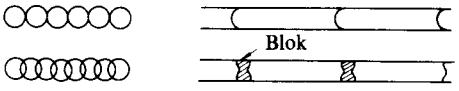
Dengan U dan Z seperti diperlihatkan pada Gbr. 8.19.

9 TEMBOK MENERUS DI BAWAH TANAH

9.1 Umum

Lubang-lubang bor dan jalur-jalur penggalian yang digali dengan alat penggali (*excavator*) di tanah, diisi dengan air berlumpur untuk mencegah keruntuhan permukaan tembok. Setelah semua penggalian selesai, air berlumpur itu digantikan dengan beton atau beton bertulang. Tembok yang dibangun dengan cara seperti ini disebut tembok menerus di bawah tanah, yang terutama digunakan untuk penurapan, dinding halang dan bangunan bawah tanah.

Meskipun ada berbagai macam tembok menerus di bawah tanah tetapi menurut bentuknya hanya ada dua jenis, dengan kata lain, menurut hubungan tembok dan hubungan kolomnya, seperti diperlihatkan pada Gbr. 9.1. Kadang-kadang hubungan kolom-kolom ini dapat dikecualikan dari penggolongan umum tembok menerus di bawah tanah.



(a) Tipe kolom (b) Tipe tembok

Gbr. 9.1 Tipe tembok menerus di bawah tanah.

Metode tembok menerus di bawah tanah telah dikembangkan di Eropah dan dalam waktu singkat telah dikenal oleh seluruh dunia. Inilah sebabnya mengapa masalah-masalah teknis masih harus dipecahkan dan metode ini dianggap masih dalam tahap pengembangan. Tetapi karena metode ini hanya melibatkan sedikit masalah lingkungan seperti getaran dan suara, maka banyak digunakan pada jalan-jalan di daerah perkotaan dan pada metode-pelaksanaan baru yang sesuai dengan kondisi setempat, atau untuk mesin-mesin yang baru diciptakan. Selanjutnya metode ini ditandai juga dengan kenyataan bahwa tembok beton merupakan obyek utama metode ini maka kekakuannya lebih besar daripada metode penurapan lainnya dan juga dapat menahan tekanan tanah yang besar. Karena adanya teknik pelaksanaan yang lebih maju, diharapkan dapat terjadi efek tembok halang yang sesuai, dengan pelaksanaan yang cermat. Metode ini juga dapat membuat penurunan maupun deformasi tanah di sekitarnya, akibat penggalian, menjadi sekecil-kecilnya, dan dapat diterapkan untuk berbagai macam kondisi tanah pondasi. Berdasarkan hal-hal di atas maka metode ini mempunyai jangkauan luas dalam pemakaiannya.

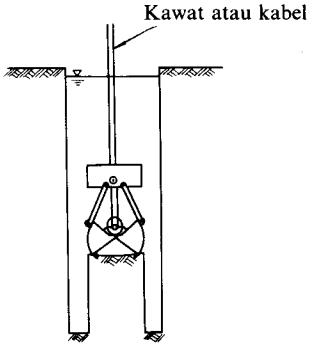
9.2 Macam-macam Metode Tembok Menerus Di Bawah Tanah

Ada banyak metode pelaksanaan untuk tembok menerus di bawah tanah dan juga

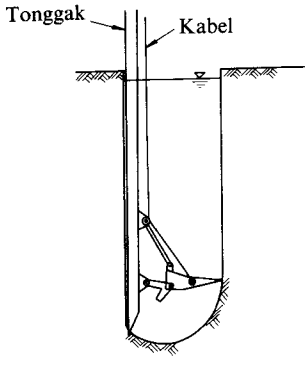
untuk mesin-mesin yang digunakan. Perbedaan antara metode pelaksanaannya dalam prinsipnya adalah bagaimana cara menggali dan bagaimana memindahkan tanah dan pasir yang tergali.

Menurut perbedaan itu maka penggolongan disusun menurut teknik penggalian dan teknik pemindahan tanah. Metode penggalian dibagi menjadi beberapa type; misalnya type pencengkeram (*grab type*), type pengeruk (*shovel type*), type pemukulan (*percussion type*), type pemutaran (*rotary type*) dan sebagainya.

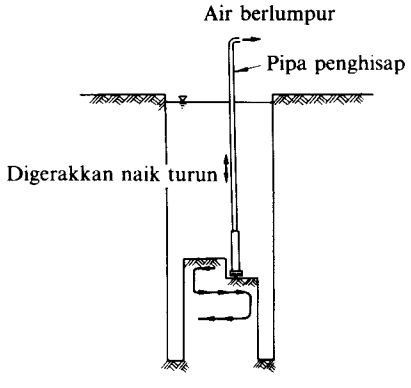
Penggalian tipe pencengkeram adalah cara di mana tanah dan pasir dicengkeram dan digali dengan timba berbentuk capit kerang (clamshell bucket) dan sebagainya (Gbr. 9.2). Penggalian tipe pengeruk adalah cara di mana tanah dan pasir dikeruk kemudian digali dengan suatu timba capit dengan gerakan naik turun sepanjang tangkainya yang diikat pada alat penggali (Gbr. 9.3). Pada tipe pemukulan maka sebuah batang penggali yang diangkat, dijatuhkan menumbuk tanah pondasi dan tanah yang pecah beserta pasir dipindahkan bersama air berlumpur (Gbr. 9.4). Pada penggalian tipe pemutaran maka sebuah pemotong atau batang penggali diputar untuk menggali tanah pondasi, tanah dan pasir yang tergali dipindahkan bersama air berlumpur. Dalam penggalian macam putar terdapat beberapa macam mekanisme; misalnya perputaran batang penggali dengan suatu kabel tegak, perputaran dengan batang



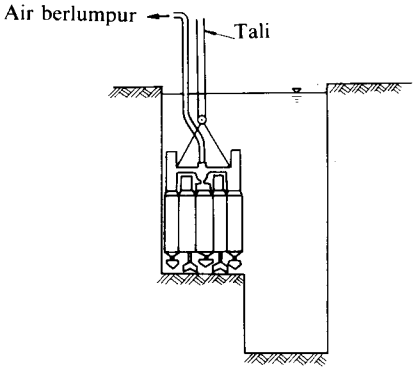
Gbr. 9.2 Contoh cara penggalian dengan pencengkram.



Gbr. 9.3 Contoh cara penggalian dengan pengeruk.



Gbr. 9.4 Contoh cara penggalian dengan pemukulan.



Gbr. 9.5 Contoh cara penggalian dengan pemutaran.

penggali pada sumbu mendatar, pemakaian serentak berbagai batang penggali. (Gbr. 9.5). Dapat ditambahkan bahwa ada berbagai macam batang penggali.

Metode pemindahan tanah dan pasir yang tergali dari lubang atau jalur, secara garis besar dibagi menjadi dua: pertama yaitu cara di mana tanah dan pasir diambil sebagaimana adanya dan kedua adalah cara di mana air berlumpur diputarkan dan tanah beserta pasir dipindahkan bersama air berlumpur, kemudian dipisahkan antara cairan yang dapat dipakai lagi dan cairan yang terbuang apabila campuran itu sampai di atas tanah. Walaupun kecepatan penggalian dengan metode tembok menerus di bawah tanah tergantung dari jenis kondisi tanah atau jenis alat penggali, secara umum dapat disebutkan 2–5 m^2 per hari pada batuan lunak 5–20 m^2 perhari pada tanah keras dan 20–60 m^2 per hari pada tanah lunak. Untuk mendapatkan hasil pekerjaan yang lebih baik, perlu dipilih mesin-mesin yang sesuai dengan kondisi tanah, yang membutuhkan banyak pertimbangan empiris. Ada suatu kecenderungan umum yaitu pemilihan mesin-mesin dengan daya kerja besar yang dapat digunakan untuk pekerjaan terus-menerus. Cara penggalian dan pemakaiannya diperlihatkan dalam Gbr. 9.6.

Tekstur tanah \ Cara penggalian			Dengan pencengkram		Dengan pengeruk	Dengan pemukulan	Dengan pemutaran	
			Dengan kabel	Dengan tali			Batang tunggal	Batang ganda
Tanah berbutir kasar	Lap pasir halus	Lepas	○	○	○	△	△	○
		Padat	×	○	○	△	△	○
	Lap pasir kasar	Lepas	△	○	○	○	○	○
		Padat	×	○	○	△	○	○
	Lapisan kerikil	Lepas	△	○	○	○	○	△
		Padat	×	△	△	○	○	△
	Lap yang bercampur dengan batu besar		△	△	△	○	○	×
Tanah berbutir halus	Lanau berlempung		○	○	○	○	△	○
	Lapisan padat		△	○	△	○	○	△
Batuan			×	×	×	○	○	×
Batu besar			△	×	×	○	○	×

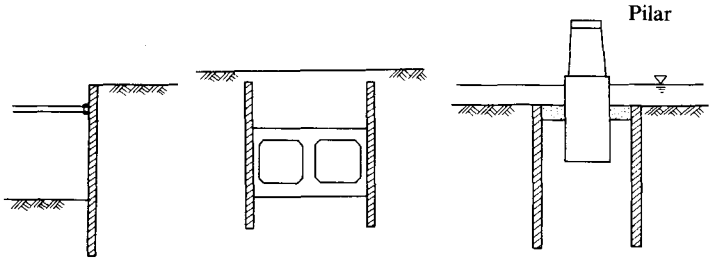
○: sesuai △: semuanya mungkin tak sesuai ×: tidak sesuai

Gbr. 9.6 Cara penggalian dan tekstur tanah dari tanah pondasi.

9.3 Pemakaian Cara Tembok Menerus Di Bawah Tanah

Dalam banyak hal, cara tembok menerus di bawah tanah terutama digunakan untuk penurapan penggalian sumuran ukuran besar atau pemasangan bangunan sementara seperti tembok halang.

Tetapi belakangan ini, banyak digunakan sebagai bagian utama dari bangunan dan penggunaan ini meningkat dengan pesatnya. Struktur ini misalnya tembok luar lantai bawah tanah gedung, pasar bawah tanah, lalu-lintas bawah tanah (*subway*), jalan kereta



Gbr. 9.7 Contoh penggunaan dinding menerus di bawah tanah.

api bawah tanah dan lain sebagainya, pengganti pondasi tiang dan pondasi kaison, tembok dermaga, tembok penahan tanah atau tembok penguat dan lain-lainnya. (Gbr. 9.7).

Besar ketebalan tembok yang mungkin dalam cara tembok menerus di bawah tanah secara kasar adalah 30–120 cm, tetapi sering digunakan ketebalan 40–80 cm Panjang jalur biasanya 2–10 m walaupun sebenarnya ditentukan dari sifat-sifat strukturnya, sifat-sifat tanah pondasi, macam dan kerja mesinnya sebagai alat penggali (*excavator*). Umumnya, panjang yang sering dipakai adalah 6–8 m. Kedalaman dinding menerus di bawah tanah yang pernah dibangun pada masa lalu sekitar 60–70 m, tetapi waktu kedalaman melebihi 30 m, pelaksanaan menjadi sulit sehingga membutuhhan ketrampilan/keahlian. Banyak mesin penggali yang dibuat dengan anggapan mempunyai kemampuan maksimum sampai 50 m kedalaman pelaksanaan.

Perhatikan hal berikut ini.

Cara tembok menerus di bawah tanah dapat dipakai untuk tanah pondasi yang tersusun atas banyak tekstur. Tetapi apabila permukaan air tanah turun-naik dengan cepat, pelaksanaan tembok ini pada tumit lereng dan atau pada tanah perbaikan lemah mungkin akan gagal seperti yang sudah banyak terjadi. Bila tanah pondasi tersusun dari tanah berbutir kasar maka permukaan tembok sulit dibuat halus. Pada tanah pondasi yang terdiri dari kerikil atau batu kerakal, tidak ada kesukaran meskipun bila dibuat tembok dengan bentuk tak teratur yang agak ganjil.

Seperti disebutkan di atas, pelaksanaan tembok menerus di bawah tanah dikembangkan dengan jalur-jalur penghubung dan oleh karenanya tidaklah dapat dielakkan pemakaian alat penghubung konstruksi dengan jarak tertentu. Tetapi alat sambungan merupakan titik lemah konstruksi dari tembok menerus di bawah tanah, oleh karena itu dibutuhkan bermacam alat. Usaha untuk memperbesar kekedapan air dan memperbesar ketahanan melawan gaya tahanan geser telah dilanjutkan, tetapi banyak masalah yang masih harus dipecahkan.

9.4 Perencanaan Tembok Menerus Di Bawah Tanah

Perencanaan struktur tembok menerus di bawah tanah pada dasarnya sama dengan perencanaan tembok untuk pelapisan seperti tiang-tiang turap baja yang telah disebutkan terdahulu.

Untuk menjelaskannya dengan singkat, ialah merencanakan tembok sedemikian rupa sehingga kekakuan terjamin untuk melawan tekanan tanah atau tekanan air yang bekerja pada tembok, juga tidak menimbulkan pengaruh buruk pada tanah pondasi

di sekitar atau bangunan di sebelahnya. Lebih lanjut lagi, dibutuhkan alat untuk menjaga terjadi penyembulan (*heaving*) atau penggundukan (*boiling*).

Dalam kenyataan, pada pelapisan dalam di mana jarak vertikal penopang amat besar, perpindahan mendatar pada bagian penetrasi mungkin juga membesar, maka harus diamati keamanan pelapisan dengan perhitungan khusus di mana proses gerakan mendatar tembok pelapisan diperhitungkan.

Apabila tembok bawah tanah dibangun hanya untuk pelapisan sementara, ketebalan dinding ditentukan seringkali dengan kemampuan atau efisiensi ekonomis dari mesin pelaksanaan, tentu saja susunan bagian pendukung seperti penopang haruslah dipasang sesuai dengan ketebalan tersebut dan berarti ditentukan jumlahnya. Bila diharuskan memperkecil sedapat mungkin deformasi tanah pondasi di sekitarnya, maka perlu untuk memperbesar ketebalan dan kekuatannya.

Tegangan ijin beton atau batang tulangan yang digunakan untuk dinding menerus di bawah tanah biasanya lebih kecil daripada tegangan ijin dalam perencanaan beton bertulang pada umumnya karena ketakpastian dalam kemantapan pekerjaan konstruksi pada pemakaian air berlumpur buatan, penurunan dalam kekuatan beton dan turunnya kekuatan gabungan antara tulangan dan beton.

Hal yang harus dimasukkan dalam perhitungan untuk membuat beton bermutu baik adalah mengganti air berlumpur buatan dengan yang baru sebelum mengecor beton, memberikan semen sejumlah 350–400 kg/cm^3, untuk meningkatkan kemampuan kerja, bila perlu memakai bahan penunda pengerasan, dan menggunakan ukuran agregat kasar paling besar 25 mm. Dalam beton semacam itu, tegangan satuan izin dapat dianggap secara kasar sama atau lebih dari beton biasa dengan kandungan semen 300 kg/cm^3. Dalam banyak perencanaan, ketebalan tembok ditentukan biasanya sama dengan lebar tepi mesin penggali, karena kenyataannya lebar yang tergali untuk dinding lebih besar daripada yang direncanakan. Tetapi karena pada kenyataannya tidak dapat diharapkan pelaksanaan yang sempurna, dalam hal di mana tembok menerus di bawah tanah yang dibuat untuk bangunan utama atau digunakan untuk pekerjaan besar, maka lebarnya dapat dikurangi sekitar 10 cm dari lebar tepi.

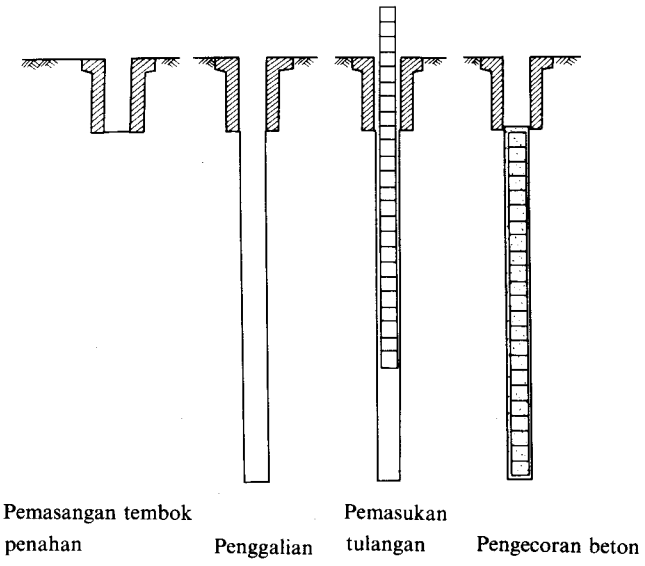
9.5 Pelaksanaan Tembok Menerus Di Bawah Tanah

Pada umumnya, pelaksanaan tembok dilakukan menurut prosedur di bawah ini. (Gbr. 9.8.)

(*1*) *Pelaksanaan tembok penuntun:* Dengan maksud menuntun pekerjaan penggalian dan pencegahan runtuhnya permukaan tanah maka dibuat tembok-tembok dengan tinggi kira-kira 1–2 m dalam dua baris, terbuat dari beton atau beton bertulang.

(*2*) *Persiapan peralatan air berlumpur:* Suatu peralatan yang melengkapi jalur yang telah tergali dengan air berlumpur buatan dipersiapkan. Jumlah air berlumpur yang diperlukan untuk penggalian adalah 2–2½ kali kapasitas jalur. Air berlumpur itu disiapkan dan disimpan di dalam tangki. Kemudian diberi tekanan dan melalui pipa transmisi air berlumpur dialirkan ke jalur. Air berlumpur yang terkumpul pada saat penuangan beton, dibagi menjadi yang terpakai kembali dan yang terbuang dan masing-masing disimpan dalam tangki peralatan.

(*3*) *Penggalian jalur:* Jalur-jalur digali dengan alat penggali dari permukaan tanah. Untuk menjaga keamanan jalur, air berlumpur diisikan ke jalur untuk menjaga jalur dari keruntuhan dan melindungi permukaan dinding tergali, kemudian pekerjaan

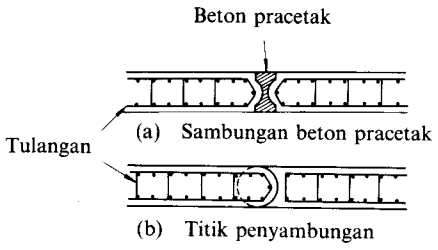


Gbr. 9.8 Proses pembangunan tembok menerus di bawah tanah.

dilanjutkan. Pelaksanaan dilakukan untuk tiap panel/jalur penghubung, satu per satu. Tentu saja panjang panel ditentukan berdasarkan tekstur tanah tempat pelaksanaan, adanya air tanah, berat jalinan batang tulangan yang harus dimasukkan dan kapasitas penuangan beton. Panjang jalur juga perlu diamati berdasarkan penyelidikan tanah lebih lanjut atau kondisi pelaksanaan. Karena air berlumpur buatan itu, selama pelaksanaan, memegang peranan penting dalam mencegah permukaan dinding dari keruntuhan atau keluarnya air, maka dibutuhkan pengendalian kualitasnya.

(*4*) *Penuangan beton:* Setelah kotoran yang mengendap di bawah jalur dibuang, jalinan tulangan dimasukkan dan beton dituang. Batang tulangan yang akan digunakan untuk tembok menerus di bawah tanah biasanya dirangkai dahulu. Bagian-bagian penting disambung dengan las setempat dan batang utama beserta batang penyalur gaya dirangkai dalam suatu jalinan (*cage*) dengan hati-hati sehingga didapatkan hasil yang sesuai dengan posisi rencana.

Selanjutnya harus ada jarak yang cukup untuk menuangkan beton dengan cara tremie. Untuk menuangkan beton maka digunakan pipa tremie, karena seluruh air berlumpur harus diganti dengan beton. Dalam dinding menerus di bawah tanah maka selayaknya untuk setiap jalur digabungkan seluruhnya menjadi satu kesatuan, tetapi kenyataannya sulit untuk menggabungkan tulangan atau beton panel dengan panel yang selanjutnya akan dibuat. Ada dua cara dalam menggabungkan panel yang sering digunakan. Pertama, suatu cara di mana suatu baja atau beton cetak pengikat digunakan. Kedua, suatu cara di mana suatu kunci setengah lingkaran dipasang pada ujung panel dengan menggunakan pipa pemegang sehingga panel berikutnya dapat dihubungkan dengan panel itu melalui kunci melingkar ini. (Gbr. 9.9.)



Gbr. 9.9 Contoh sambungan.

9.6 Stabilisasi Permukaan Tembok Tergali Dan Air Lumpur Buatan

Salah satu sifat tembok menerus di bawah tanah adalah bahwa jalur digali dan digunakannya air berlumpur buatan, kemudian beton telah tercampur dituang untuk mencegah dinding jalur dari keruntuhan disebabkan oleh air berlumpur.

Oleh karena itu, air berlumpur itu sangat penting dalam cara ini. Air berlumpur yang sering digunakan tersusun dari bahan dasar yaitu sekitar 2–8 % larutan bentonite dan suatu campuran tambahan semacam bahan pendispersi.

Pada kenyataannya air berlumpur itu sangat mudah bercampur dengan tanah dan pasir selama pelaksanaan, maka berat jenisnya diusahakan sekitar 1,02–1,15.

Bentonite membutuhkan banyak waktu untuk mengembang. Oleh karena itu digunakan setelah selang lebih dari 2–3 jam, bila tidak ada persoalan, atau lebih dari sehari setelah bentonite itu bercampur dengan air. Air berlumpur buatan membuat bentonite sebagai bahan dasar yang biasanya menunjukkan kebiasaan yang lemah. Nilai pH (potensi Hidrogen) yang kurang ini berharga sekitar 7,5–8,5. Kekentalan (*viscosity*) air berlumpur, bila dipakai viscometer macam corong, nilai sekitar 30–100 detik dalam 500 cc/500 cc. Dalam hal lapisan tanah yang dapat retak seperti lapisan pasir halus maka didapatkan harga yang lebih besar. Campuran tambahan yang memperbaiki sifat bentonite dalam air berlumpur itu adalah natrium sulfat, perlite, CMC (*Carboxymethyl Cellulose*) dan sebagainya. Sudah menjadi biasa bahwa air berlumpur tersebut digunakan ulang di bawah pengendalian kualitas. Apabila mutu air berlumpur itu merosot jauh maka tidak dipakai kembali. Tetapi harus direncanakan dengan cermat tempat untuk yang tidak terpakai itu karena dapat menimbulkan masalah lingkungan. Untuk menghindari masalah ini, sedang dikembangkan suatu cara di mana butir-butir halus dipisahkan dengan pemacu koagulasi dan sebagainya, dan baru dicampakkan setelah dehidrasi. Pada lapisan berpasir di mana permukaan air tanah amat rendah, sering terjadi bahwa air berlumpur itu mengalir dengan cepatnya ke dalam tanah pondasi, akibatnya permukaan dinding akan runtuh. Untuk mencegah terjadinya hal ini, maka sebelumnya diperlukan beton.

Peranan air berlumpur buatan ini adalah menjaga kestabilan permukaan jalur yang tergali dan juga membawa tanah dan pasir yang tergali dalam suatu sirkulasi.

Stabilisasi dinding jalur dengan air berlumpur membutuhkan pemasangan suatu lapisan (*film*) atau suatu dinding pada permukaan tanah jalur yang dapat mencegah jatuhnya butir-butir tanah, infiltrasi di antara butir-butir yang mencegah mengalirnya air rembes tepi (*seepage*) dan tekanan air berlumpur ke dinding jalur yang mendorong permukaan dinding.

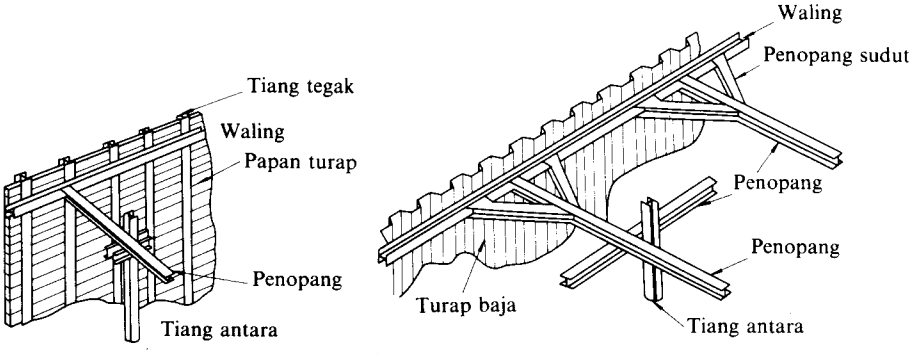
10 TURAP, BENDUNGAN ELAK SEMENTARA

10.1 Umum

Sebagian besar pekerjaan pembuatan pondasi suatu bangunan meliputi pekerjaan penggalian. Bangunan sementara yang dibuat untuk mencegah kelongsoran tanah di sekitar daerah penggalian maupun terjadinya perembesan air, adalah turap atau bendungan elak sementara. Karena bangunan ini bersifat sementara, maka biayanya harus tidak boleh terlalu mahal, mudah dipasang dan dipindah-pindahkan.

Yang dimaksud dengan turap adalah konstruksi yang dapat menahan tekanan tanah di sekelilingnya, mencegah terjadinya kelongsoran, dan biasanya terdiri dari dinding turap dan penyangganya, seperti yang diperlihatkan dalam Gbr. 10.1. Turap yang banyak dipakai adalah turap dengan tiang tegak, papan turap, serta turap yang terdiri dari jajaran tiang-tiang, dan kadang-kadang dipakai turap beton yang dicor di tempat (*cast-in-place*) seperti pada konstruksi tembok menerus di bawah tanah.

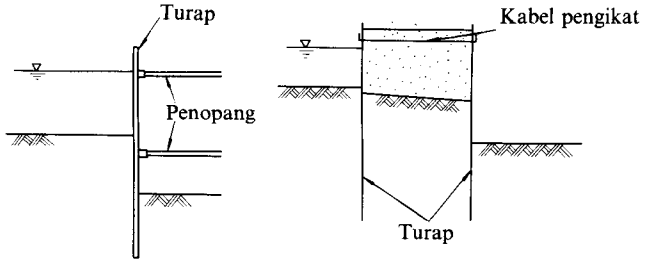
Bendungan elak sementara adalah suatu konstruksi yang dibangun untuk sementara waktu, yang mencegah terjadinya genangan air jika pekerjaan dilaksanakan di dalam air atau di tepi pantai yang berair, sehingga memungkinkan pekerjaan dilakukan dalam



(a) Penurapan dengan tiang tegak dan papan turap

(b) Penurapan dengan lembaran turap

Gbr. 10.1 Contoh penurapan.



Gbr. 10.2 Contoh bendungan elak sementara.

keadaan bebas dari gangguan air, seperti yang diperlihatkan dalam Gbr. 10.2. Oleh sebab itu, bendungan elak sementara yang dibangun di dalam air, dan kadang-kadang dibangun pada suatu tempat di bawah permukaan air, hanya dapat menimbulkan bahaya pada musim penghujan, misalnya karena naiknya muka air di saluran. Karena dalam kedua hal di atas, dapat dihindarkan terjadinya perembesan air, maka tekanan air yang besar, seperti halnya dengan tekanan tanah, harus diperhitungkan sebagai gaya-gaya luar. Sifat rapat air untuk mencegah perembesan air juga harus diperhitungkan. Bendungan elak sementara ini terdiri dari bermacam-macam jenis, mulai dari jenis yang paling sederhana sampai pada yang berukuran besar dan sangat kokoh.

Bila masuknya air ini dapat dicegah dengan memasang dinding turap pada penggalian di tempat yang memiliki muka air tanah yang cukup tinggi, maka turap tersebut memiliki fungsi yang sama dengan bendungan elak sementara, walaupun istilahnya tetap, yaitu turap.

Pada pekerjaan pemasangan turap maupun bendungan elak sementara yang cukup besar, kesalahan dalam pekerjaan akan langsung menimbulkan kecelakaan besar. Bila terjadi pergeseran (*displacement*) yang sangat besar, walaupun tidak terjadi perpatahan, namun akan diperlukan waktu dan biaya yang sangat besar untuk memperbaiki atau memperkuat konstruksi tersebut.

Waktu merencanakan turap atau bendungan elak sementara, perlu dilakukan penyelidikan topografi yang seksama, tekstur tanah, dan kondisi hidrolik pada lokasi konstruksi, juga cara pemanfaatan tanah di daerah sekeliling lokasi proyek. Selanjutnya dengan memanfaatkan sepenuhnya contoh-contoh konstruksi dan pengalaman di masa lampau, maka akan diperoleh perencanaan yang sebaik-baiknya.

10.2 Macam Turap Dan Cara Bendungan Elak Sementara

Berhubung adanya berbagai cara untuk memasang turap atau bendungan elak sementara ini, maka perlu dipilih cara yang paling tepat, yaitu ditinjau dari mutu tanah pondasi, tinggi muka air atau tinggi muka air tanah, keamanan atau manfaat ekonomis yang diperlukan.

Konstruksi turap dapat digolongkan berdasarkan jenis dinding turapnya sebagai berikut:

1) Turap dengan tiang tegak dan papan turap.
2) Turap yang terbuat dari deretan tiang-tiang.
3) Turap dari beton yang dicor di tempat, sehingga merupakan tembok di bawah tanah.

Turap jenis 1) adalah turap yang menahan tekanan tanah dengan jalan memasang papan turap secara mendatar, diletakkan di antara tiang tegak dari profil H dengan jarak yang sama.

Turap semacam ini dalam bentuk sederhana, umumnya berupa pagar kayu. Turap yang terbuat dari deretan tiang-tiang merupakan suatu cara di mana deretan tiang dipakai sebagai dinding turap, dan untuk keperluan ini dapat dipakai deretan tiang kayu, tiang beton maupun tiang baja.

Ditinjau dari kenyataan bahwa dinding yang terbuat dari deretan tiang baja sangat menonjol dalam sifat rapat airnya, juga kekuatannya, maka tiang baja sering dipakai untuk pekerjaan penggalian yang besar-besar.

Turap dari beton yang dicor di tempat, sehingga merupakan tembok di bawah tanah, adalah suatu cara di mana dinding turap dibuat dari tiang beton yang dicor di tempat. Untuk membangun tembok di bawah tanah, ada dua macam cara, yang pertama adalah dengan membuat tembok menerus, dan yang kedua adalah dengan

membuat dinding dari deretan kolom di bawah tanah. Pada tiang beton yang dicor di tempat, sehingga merupakan tembok di bawah tanah, turap ini dapat tidak usah dibongkar setelah pekerjaan selesai, dan dimanfaatkan sebagai bagian dari konstruksi itu sendiri.

Selanjutnya, untuk bendungan elak sementara, ditinjau dari bahan yang dipakai, secara kasar dapat dibagi sebagai berikut:

1) Bendungan elak sementara dari tanggul tanah.
2) Bendungan elak sementara dari tiang turap baja.
3) Bendungan elak sementara yang sederhana.

Pada saat ini telah banyak dipakai berbagai macam bendungan elak sementara, namun secara kasar dapat dibedakan menjadi bendungan elak sementara yang sebagian besar terbuat dari tanah, dan bendungan elak sementara yang terbuat dari tiang turap baja. Secara umum jenis yang pertama dipergunakan dalam pembuatan bendungan ukuran kecil, dan jenis yang kedua dipakai dalam pekerjaan yang besar, dan bila airnya cukup dalam. Walaupun bendungan elak sementara dengan tiang turap baja tunggal maupun rangkap banyak dipakai, ada suatu cara yang dikenal sebagai bendungan elak sementara dengan tiang turap baja yang berongga, yang dianggap cukup baik pula.

Bendungan elak sementara yang sering dipakai dapat dilihat pada Gbr. 10.3. Dengan tambahan bendungan elak sementara dari tanggul tanah dan yang terbuat dari tiang turap baja, beberapa bendungan elak cukup memenuhi syarat sebagai bendungan elak sementara yang sederhana, seperti yang diperlihatkan dalam gambar tersebut.

10.3 Hal-Hal Yang Perlu Diperhatikan Dalam Memilih Metode

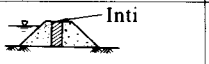
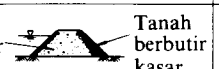
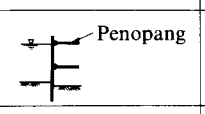
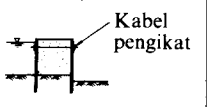
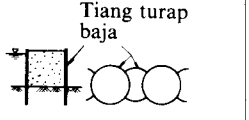
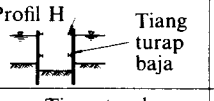
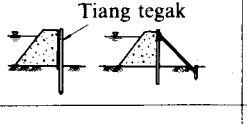
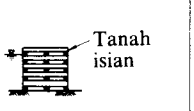
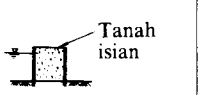
Karena adanya berbagai cara pemasangan turap maupun bendungan elak sementara, maka sebelum melakukan perencanaan, keadaan lapangan harus benar-benar diperiksa dan diselidiki. Ciri-ciri topografi, kondisi geologi, susunan tanah di lapangan, keadaan bangunan-bangunan yang telah ada, serta besarnya gaya luar seperti tekanan air, juga berpengaruh besar dalam memilih cara yang dipakai, bersama-sama dengan ukuran dan jenis konstruksi, serta syarat-syarat konstruksinya.

Hal-hal tambahan yang perlu diperhatikan adalah:

1) Stabilitas terhadap gaya luar, misalnya tekanan tanah atau tekanan air.
2) Ketahanan dinding halang (*cut-off*).
3) Ruang yang cukup untuk pembangunan konstruksi yang besar di dalam bendungan elak sementara (penggunaan balok penopang yang secukupnya).
4) Kesulitan relatip dalam pembangunan.
5) Kesulitan relatip dalam pemindahan pekerjaan.
6) Pengaruh terhadap daerah sekelilingnya (surutnya muka air tanah, turunnya tanah pondasi).
7) Syarat-syarat pekerjaan pembangunan yang diijinkan.
8) Biaya pekerjaan.

Seperti yang telah disebutkan di atas, berbagai macam turap dan bendungan elak sementara telah banyak dipergunakan orang. Perbedaan antara turap dan bendungan elak sementara dapat disimpulkan sebagai berikut, yakni bila dipakai untuk penggalian di tanah, dinamakan turap, dan bila dipakai untuk penggalian di air, dinamakan bendungan elak sementara. Itulah sebabnya mengapa cara perencanaan atau konsep perencanaannya persis sama untuk kedua hal di atas, dan oleh karenanya kadang-kadang terjadi bahwa bangunan yang sama pada suatu saat disebut turap, dan pada saat lain disebut sebagai bendungan elak sementara.

Karena perincian semua jenis tersebut tidak dapat diuraikan di sini, maka untuk

	Nama	Ciri-ciri	Karakteristik
Bendungan elak dari tanah	Tanggul tanah		Umumnya kedalaman air cukup dangkal; Muka air tinggi hanya terjadi dalam waktu singkat; caranya sederhana; pengerasan lereng harus sering-sering dilakukan.
	Tanggul kerikil		Kombinasi antara tanah dan kerikil; bila air cukup dangkal, maka alirannya cukup tenang.
			Kombinasi butir halus dengan butir kasar; bila kemiringan dibuat tajam, maka pengerasan lereng bagian depan harus sering-sering dilakukan.
	Tanggul karung pasir		Bendungan elak sederhana; bila air cukup dangkal (1,5 m atau kurang), maka sedimen isian menjadi lebih tebal.
			Bendungan elak sederhana; Bendungan elak sementara; dipakai bila air cukup dangkal.
Bendungan elak dari turap baja	Tanggul tanah turap baja		Bendungan elak berukuran kecil; untuk tanah pondasi yang cukup baik; baik sebagai dinding halang; dipakai pada pekerjaan yg cukup lama atau bila dalamnya pemancangan pada dasar laut cukup dalam.
	Turap baja tunggal		Dipakai pada pekerjaan di air yang cukup dalam kekuatan turap harus benar-benar diperhitungkan; pemancangan perlu sebaik-baiknya.
	Turap baja rangkap		Cocok untuk setiap tanah pondasi bila bendungan elak cukup besar; atau bila air cukup dalam; konstruksi stabil dan baik sebagai dinding halang; untuk memperbesar kemampuan dinding halang, kadang-kadang salah satu tiang dibuat lebih panjang; sebagai dinding halang perlu dipasang kabel pengikat dari baja.
	Tipe melingkar (turap baja dua jalur)		Bila pemancangan turap cukup sulit untuk bendungan elak ukuran besar atau pada tanah pondasi yang stabilitasnya baik, jenis ini biasa dipakai, tetapi juga bisa dipakai untuk lapisan lunak; kemampuan sebagai dinding yang cukup besar, pelaksanaan sulit, biasanya biayanya cukup mahal.
	Metode batang berpenampang cincin		Biaya murah, tetapi pengawasan selama pelaksanaan harus ketat; perlu dilakukan secara cermat; dipakai untuk pondasi dermaga dll; memerlukan ruang kerja yang cukup luas.
Bendungan elak sederhana	Turap kayu		Bila air cukup dangkal (kurang lebih 2 m), pekerjaan lebih menjadi mudah; dipakai untuk bendungan elak sederhana.
	Rangka kayu		Dipakai untuk bendungan elak di atas batuan dasar yang datar bekerja sebagai dinding penahan tanah; kadang-kadang dipakai sekat pada bagian depan; tidak cocok untuk tanah pondasi yang lunak, karena dapat menimbulkan erosi.
	Tipe sel pelat baja (sel beralur)		Bila tanah pondasi sangat baik; pelaksanaannya mudah dan pekerjaan dapat dipersingkat; sel dipasang di tanah lalu diangkat dengan derek, dipakai sebagai lapisan pelindung sementara; bahan yang dipakai untuk tujuan lain tidak bisa diganti dengan bahan lainnya.

Gbr. 10.3 Bendungan Elak Sementara yang sering dipakai.

uraian yang lebih terperinci diambil tiga macam turap yang sering dipakai, yakni turap (bendungan elak sementara) dengan tiang tegak dan papan turapnya, turap dengan tiang turap baja tunggal, dan bendungan elak sementara dengan tiang turap baja rangkap.

10.4 Hal-Hal Yang Perlu Diperhatikan Dalam Perencanaan Dan Pembangunan

Pada waktu melakukan perencanaan dan pembangunannya, penting sekali untuk mengetahui keadaan tanahnya, ditinjau dari segi mekanika tanah, dan menjamin kestabilannya dalam menahan gaya luar yang bekerja padanya. Untuk keperluan tersebut, berikut ini diberikan penjelasannya.

(*1*) *Ciri-ciri topografis di lapangan:* Dengan mengadakan penyelidikan yang menyeluruh atas ciri-ciri topografis di sekitar lokasi, maka tinggi rendah dan dalamnya dasar sungai atau dasar laut dapat diketahui benar-benar.

Selanjutnya, cara dan jalur pengangkutan alat-alat penggali atau bahan-bahannya ke lokasi, juga perlu dipelajari.

(*2*) *Tanah Pondasi:* Perlu ditekankan di sini bahwa dalam melakukan penyelidikan geologi dan penyelidikan tanah untuk bangunan utama yang akan didirikan, titik berat penyelidikannya sedikit berbeda antara bangunan utama atau bangunan sementara, misalnya untuk turap dan sebagainya. Untuk bangunan sementara, sifat tanah di lapisan yang dekat dengan tanah permukaan, seperti kestabilan pada waktu penggalian, tinggi muka air tanah dan banyaknya mata air adalah lebih penting bila dibandingkan untuk bangunan utama. Keterangan tentang tekstur tanah juga perlu diperoleh, dan contoh-contoh tentang konstruksi yang telah ada pada tanah pondasi yang sejenis, juga harus dipelajari.

(a) Lapisan jelek: Lapisan yang jelek harus cukup aman terhadap kelongsoran selama penggalian dilakukan. Ditinjau dari segi keamanannya, galian yang dangkal pada tanah pondasi yang kohesip dan lunak, adalah sama artinya dengan galian yang dalam pada tanah pondasi yang kohesip dan keras. Dalamnya galian tak mungkin melampaui kekuatan kohesi tanah yang diijinkan. Sebagai pendekatan pertama, syarat berikut ini harus dipenuhi.

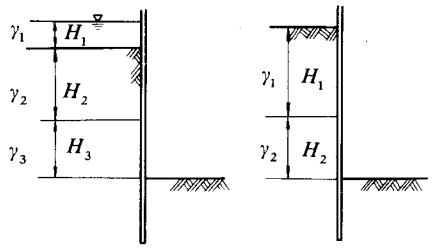
$$q_u \geqslant \frac{\Sigma\gamma \cdot H}{3} \tag{10.1}$$

Di sini, q_u: Kekuatan geser unconfined dari tanah kohesif (t/m^2)

$\Sigma\gamma \cdot H$: Berat total tanah dan air yang lebih tinggi dari dasar galian di dalam bendungan elak, seperti diperlihatkan dalam Gbr. 10.4

Jika bendungan elak dibangun di air, yang tanah pondasinya sangat lembek, lapisan di atas tanah pondasi dapat diganti dengan pasir; sistim pra pembebanan dianggap seolah-olah sebagai akibat konsolidasi, atau tanah pondasi dapat diperbaiki dengan cara kompaksi tiang pasir (*sand compaction pile method*). Sebagai tambahan, dapat pula dipasang tanggul atau pasangan batu (*rip-rap*) di depannya, agar stabilitas bertambah besar.

(b) Tanah pondasi yang berbatu-batu besar: Pada tanah pondasi yang berbatu-batu besar, atau bila di dekat permukaan tanah terdapat batuan dasar, maka usaha pemancangan turap akan sia-sia belaka. Dalam hal seperti ini, maka bentuk



$$\Sigma \gamma H = \gamma_1 H_1 + \gamma_2 H_2 + \gamma_3 H_3$$

Gbr. 10.4 $\Sigma\gamma H$ berada pada bagian yang lebih tinggi daripada dasar galian.

bendungan elak sementara harus diganti, berupa tiang vertikal seperti profil H yang dipancangkan ke tanah pondasi dan dindingnya terbuat dari papan turap.

(c) Tanah pondasi yang tidak kedap air: Bila lubang galian diperkirakan akan digenangi air yang cukup banyak, maka perlu dipancangkan suatu turap penahan yang dapat mencegah air memasuki lapisan yang tembus air. Bila ujung turap tidak dapat mencapai tanah yang kedap air karena panjang tiang pancang tidak mencukupi, maka timbulnya gejala-gejala bahaya akibat rembesan air harus diamati sebelumnya dan cara penanggulangan kejadian ini harus dipelajari sebaik-baiknya.

(*3*) *Syarat Hidrolis:* Bila bendungan elak sementara tersebut dibangun di sungai, maka syarat-syarat hidrolisnya harus benar-benar diperhatikan. Catatan tentang naik turunnya permukaan air, khususnya pada waktu banjir, kecepatan aliran, penggerusan dan pengaruh air di hulu dan sebagainya, harus dipelajari dengan seksama.

Bendungan elak sementara yang dibangun di sungai setidak-tidaknya akan menghambat aliran, mengubah arah aliran dan menimbulkan gerusan setempat atau kadang-kadang mengakibatkan endapan bertumpuk pada suatu tempat. Akibatnya, konstruksi di sungai dapat hancur atau kemampuan pengambilan air akan berkurang karena timbulnya endapan pada tempat pengambilan air irigasi. Untuk ini perlu dipikirkan rencana penanggulangannya.

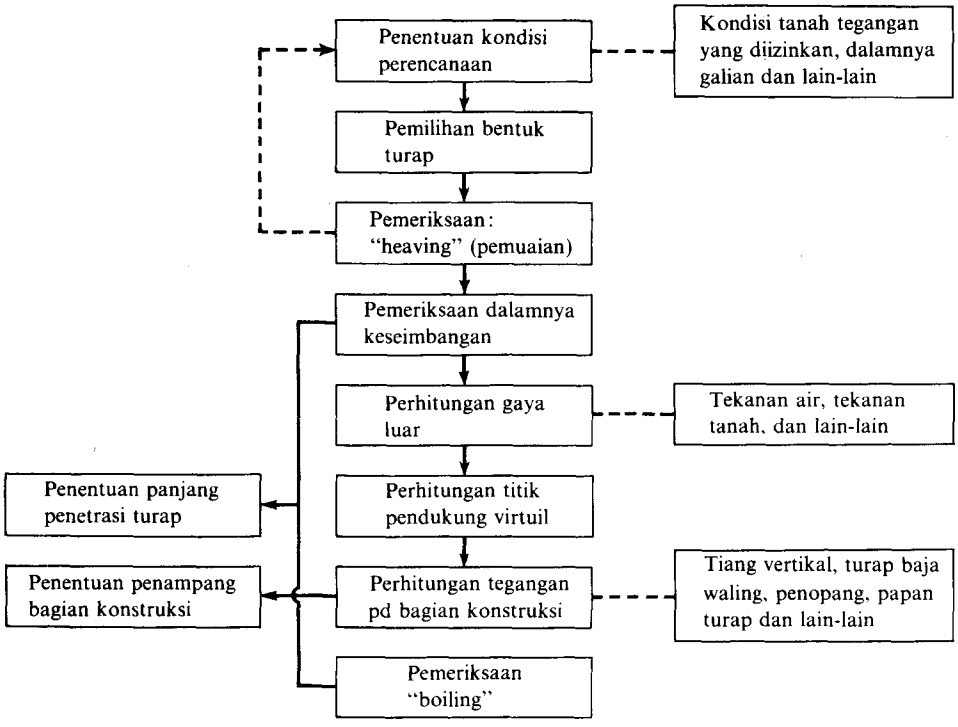
Stabilitas bendungan elak sementara yang menderita kerusakan harus benar-benar diperhatikan, bila dasar air digali di sekitar tempat pembangunan bendungan elak sementara, atau bila dilakukan pengerukan. Sebagai contoh, adakalanya besarnya perembesan di dalam bendungan elak sementara meningkat dengan pesat akibat penggalian dasar sungai yang jauhnya sekitar 200–300 meter dari tempat bendungan elak sementara tersebut. Inilah sebabnya, mengapa penggalian pada lapisan yang kedap air pada lapisan teratas dari dasar sungai harus dilakukan dengan sangat hati-hati.

10.5 Perencanaan Turap (Bendungan Elak Sementara) Dengan Tiang Tegak Dan Papan Turap Serta Turap Baja Tunggal

10.5.1 Perencanaan Umum

(*1*) *Prosedur perencanaan:* Pada waktu merencanakan turap atau bendungan elak sementara, mula-mula harus ditentukan syarat-syarat perencanaannya berdasarkan data survai di lokasi proyek, misalnya dengan mengadakan penyelidikan tanah, kemudian baru dipilih jenis konstruksi yang cocok.

Setelah itu, berturut-turut dihitung beban yang bekerja, diselidiki dalamnya pemancangan, diperiksa daya "heaving" (pemuaian) dan tegangan-tegangan pada bagian konstruksi harus dihitung pula.



Gbr. 10.5 Prosedur perencanaan turap.

Prosedur umum mengenai perencanaan ini diperlihatkan dalam Gbr. 10.5.

(*2*) *Beban yang dipakai untuk perencanaan:* Beban yang dipakai untuk perencanaan dinding turap, secara umum adalah tekanan air, tekanan tanah, dan pengaruh perubahan temperatur. Sebagai tambahan, beban mati dan beban hidup dan lain-lainnya, bila perlu juga diperhitungkan pada waktu melakukan perencanaan bagian-bagian konstruksi.

Sehubungan dengan pertanyaan mengapa tekanan tanah atau tekanan air sebaiknya ikut diperhitungkan pada waktu melakukan perencanaan dinding turap, sampai saat ini masih banyak masalah yang harus dipecahkan. Ada berbagai saran, misalnya dari Terzaghi & Peck, atau Tschebotarioff, dan saran dari Asosiasi Jalan Raya Jepang atau Institut Arsitektur Jepang. Setiap saran ini membahas tekanan tanah rencana bagi setiap tanah yang sesuai dengan jenis tanah tersebut. Karena setiap saran ini menghasilkan tekanan tanah rencana yang cukup tepat, maka tekanan tanah rencana ini dapat ditentukan dengan segera. Pada saran yang disebutkan di atas, ada suatu cara di mana tekanan tanah dan tekanan air dijumlahkan, setelah dicari secara terpisah, berdasarkan prinsip tegangan tanah effektip, dan suatu cara di mana kedua tekanan tersebut dihitung sebagai tekanan total.

Dengan mempertimbangkan beban yang dipakai untuk perencanaan, dan sifat-sifat pendekatan dari dinding turap atau keadaan lokasi proyek, sulit sekali untuk menentukan mana yang benar dari semua saran-saran di atas. Bila bendungan elak sementara dibangun di air, pada umumnya tekanan air dianggap bekerja pada dinding turap menurut pembagian hidrostatis, sebab air dipisahkan oleh dinding. Namun bila dinding turap dibuat dari bahan yang sangat kedap air seperti dinding turap baja, sebaiknya

perhitungan tekanan tanah dan tekanan air dipisahkan, setelah itu hasilnya baru digabungkan.

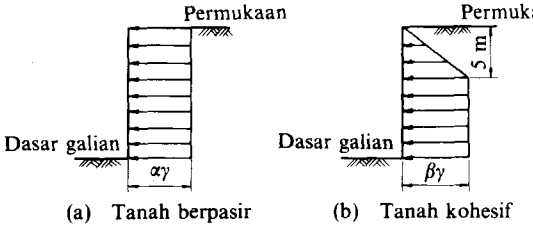
Saran dari Asosiasi Jalan Raya Jepang merupakan suatu saran di mana tekanan tanah dan tekanan air dihitung tersendiri, sedang Institut Arsitektur Jepang menganut cara di mana kedua tekanan tersebut dihitung sebagai tekanan total. Di sini mula-mula akan diuraikan tekanan tanah menurut Asosiasi Jalan Raya Jepang, dan kemudian akan diuraikan pula cara yang dianut oleh Institut Arsitektur Jepang.

(a) Tekanan Tanah

1) Tekanan tanah yang dipakai untuk menghitung penampang papan turap, turap baja, waling, penopang dan lain-lainnya.

Tekanan tanah yang dipakai untuk menghitung bagian-bagian konstruksi dapat dilihat pada Gbr. 10.6. Ini adalah pedoman dari Asosiasi Jalan Raya Jepang, dan sebagai referensi, tekanan tanah rencana yang didasarkan pada kriteria perencanaan struktur pondasi arsitektural yang diajukan oleh Institut Arsitektur Jepang akan diperlihatkan pula di sini. Menurut kriteria tersebut, tekanan tanah yang bekerja pada dinding turap, tanpa mengindahkan tekstur tanah, dianggap akan menambah kedalaman tanah dan koeffisien tekanan lateral dianggap sesuai dengan nilai pada Gbr. 10.7 sehubungan dengan tekstur tanah dan tinggi muka air tanah. Selanjutnya, kriteria mengenai tekanan tanah seperti ditunjukkan dalam Gbr. 10.7 dapat diganti dengan tekanan tanah seperti yang diperlihatkan dalam Gbr. 10.8 bila menghitung penampang tiang penopang waling. Tekanan tanah pada Gbr. 10.7 ditetapkan berdasarkan hasil-hasil yang diukur dari tekanan sel tanah yang dipasang pada semacam dinding turap yang kekuatan dan kekakuannya menyerupai dinding beton. Penyebaran tekanan tanah seperti yang diperlihatkan dalam Gbr. 10.8 menunjukkan bagaimana distribusi tekanan tanah yang diperoleh berdasarkan tekanan tanah menurut Terzaghi & Peck (Terzaghi & Peck: Soil Mechanism in Engineering Practice 1960) dan dengan menyesuaikannya dengan hasil-hasil pengukuran di Jepang.

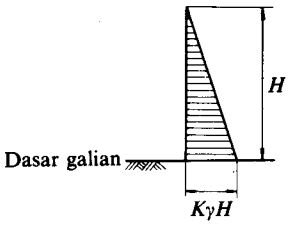
Dengan memperhatikan perbedaan antara tanah pondasi yang berpasir dengan tanah pondasi yang kohesip, maka sulit sekali membuat perbedaan yang jelas antara kedua jenis tanah tersebut. Ada beberapa kriteria untuk menentukannya. Salah satu kriteria tersebut menyebutkan, bila index plastisitas tanah pondasi lebih besar dari batas index plastisitas sebesar 10, maka tanah pondasi dianggap kohesip, dan bila lebih kecil dari batas index, dianggap sebagai



γ : Berat volume tanah
N: Harga N rata-rata dari tanah kohesif

N	α	β
$N > 5$	2	4
$N \leqq 5$		6

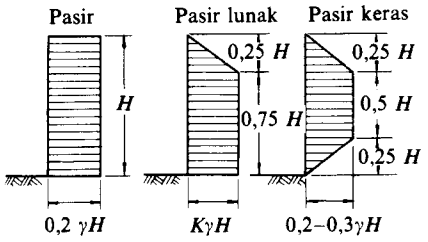
Gbr. 10.6 Pembagian tekanan tanah yang dipergunakan untuk menghitung penampang bagian konstruksi. (Asosiasi Jalan Raya Jepang: berdasarkan pedoman dari tembok penahan tanah, gorong-gorong, dan pemasangan bangunan sementara.)



K: Koeffsien tekanan lateral
γ : Berat Isi Tanah Basah (t/m³)

Tanah pondasi		Koeffisien tekanan lateral
Tanah pasir	Bila muka air tanah cukup dangkal	0,3–0,7
	Bila muka air tanah cukup dalam	0,2–0,4
Tanah lempung	Lempung lunak	0,5–0,8
	Lempung keras	0,2–0,5

Gbr. 10.7 Tekanan tanah yang dipakai untuk menghitung penampang bagian konstruksi. (Institut Arsitektur: berdasarkan kriteria perencanaan dari konstruksi dasar bangunan.)



K: Koef tekanan lateral $1\frac{2q_u}{\gamma H}$ ($K \geqq 0{,}3$)
q_u: Kekuatan geser unconfined dari tanah (t/m²)

Gbr. 10.8 Tekanan tanah yang dipakai untuk menghitung penampang penopang dan waling. (Institute Arsitektur: berdasarkan kriteria perencanaan dari konstruksi dasar bangunan.)

tanah berpasir. Suatu kriteria lainnya menetapkan, bila jumlah fraksi tanah liat dan lanau dari tanah pondasi, menurut hasil analisa mekanika tanah adalah lebih besar dari 40%, maka tanah pondasi dianggap sebagai lempung, dan bila lebih kecil dari 20%, dianggap sebagai tanah berpasir, dan bila hasilnya menunjukkan harga pertengahan antara kedua hal tersebut, dan kurang begitu jelas, maka penentuan jenis tanah pondasi diambil berdasarkan keadaan lapangan.

Biasanya tanah pondasi memperlihatkan kondisi tanah berlapis-lapis yang rumit, dan jarang sekali ditemukan lapisan tanah yang serbasama (*uniform*). Biasanya lapisan tanah berpasir dan lapisan tanah kohesip tersusun berselang-seling. Kemudian, hasil-hasil penyelidikan tanah di lapangan harus diperiksa secara mendetail untuk mendapatkan kesimpulan yang tepat, dan tekanan tanah

yang dipakai untuk perencanaan harus benar-benar diperiksa agar hasilnya tidak terlalu kecil.

2) Tekanan tanah yang dipakai untuk menghitung stabilitas papan turap dan turap baja.

Untuk menghitung stabilitas papan turap atau turap baja, dengan perkataan lain, perhitungan untuk menentukan dalamnya pemancangan, dipakai persamaan tekanan tanah berikut ini.

$$\left.\begin{aligned} P_a &= (q + \gamma h)\tan^2\left(45° - \frac{1}{2}\phi\right) - 2c\tan\left(45° - \frac{1}{2}\phi\right) \\ P_p &= \gamma h\tan^2\left(45° + \frac{1}{2}\phi\right) + 2c\tan\left(45° + \frac{1}{2}\phi\right) \end{aligned}\right\} \quad (10.2)$$

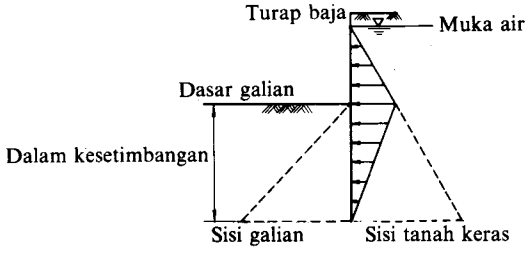
Di sini, P_a: Tekanan tanah aktip (t/m^2)
P_p: Tekanan tanah pasip (t/m^2)
q: Beban yang harus ditahan (t/m^2)
γ: Berat volume tanah di bawah air (t/m^3)
h: Jarak dari permukaan tanah (m)
ϕ: Sudut geser dalam untuk tanah (°)
c: Kohesi tanah (t/m^2)

Persamaan di atas dikenal sebagai Rumus Rankine. Kemudian tekanan tanah dihitung dari persamaan tersebut untuk tanah pondasi yang telah distandarisasi, dalamnya penggalian, dan cara pelaksanaannya.

Bila beban tambahan berasal dari beban mesin yang cukup berat, yang dipakai untuk pekerjaan darurat, maka akibat tambahan beban ini atau berat dari benda-benda tambahan lainnya yang bekerja pada tanah pondasi di luar dinding turap, maka faktor-faktor tersebut harus ikut dipertimbangkan dalam menghitung tekanan tanahnya. Dalam praktek, besarnya beban ini diperkirakan sekitar 1 t/m^2. Untuk hal-hal berikut ini, perlu diambil beberapa pertimbangan khusus. Bila tanah pondasi sangat terganggu akibat reklamasi (pembukaan tanah) atau akibat pengisian tanah kembali, atau bila tanah pondasi cukup kritis, atau bila tekanan tanah mungkin akan membesar akibat gangguan selama pekerjaan, maka hal-hal ini harus benar-benar diperhatikan.

(b) Tekanan Air: Tekanan air yang bekerja pada dinding turap yang kedap air seperti turap baja, disalurkan menurut pola segitiga seperti yang diperlihatkan dalam Gbr. 10.9. Tinggi muka air yang diperkirakan untuk perencanaan adalah tinggi muka air maksimum yang diperkirakan selama pelaksanaan pekerjaan untuk bendungan elak sementara, dan merupakan tinggi muka air tanah untuk dinding turap.

(c) Pengaruh Perubahan Temperatur: Menurut hasil penyelidikan berdasarkan



Gbr. 10.9 Tekanan air yang bekerja pada turap baja.

pengamatan di lapangan, reaksi tiang penopang akan bertambah sekitar 1,1 sampai 1,25 ton jika temperatur udara naik 1°C. Perubahan ini sangat bervariasi, tergantung pada tekstur tanah pondasi, struktur turap, dan cara pelaksanaannya. Dengan mengambil perubahan temperatur ini sebagai bahan pertimbangan, sebaiknya gaya aksial diperbesar sampai sekitar 15 ton dalam merencanakan penopang, walaupun hal ini masih tergantung pada beberapa faktor lainnya. Selama pengaruh tersebut menyangkut perubahan temperatur, maka perubahan temperatur yang singkat menimbulkan pengaruh yang besar, dan perubahan temperatur yang lama, misalnya dari musim panas ke musim dingin, pengaruhnya hanya sedikit.

(*3*) *Tegangan Satuan Bahan Yang Diijinkan:* Tegangan satuan baja biasa, SS 41 yang dipakai untuk turap, ditinjau dari fakta yang mengabaikan regangan atau tekanan bagian konstruksi sementara, menimbulkan kelemahan penampang dan terdapat faktor-faktor yang tidak diketahui untuk gaya luar sehingga tegangan leleh yang diberikan $\sigma_y = 2400$ kg/cm^2 tidak dapat dipakai, dan diganti dengan harga 1200 kg/cm^2. Untuk geser, tegangan geser yang diijinkan diperkirakan sebesar 1200 kg/cm^2.

Untuk turap baja, tegangan baja yang diijinkan dalam pemakaian harus dikurangi menurut nilai yang sama seperti baja yang disebutkan di atas. Tegangan ijin ini diperkirakan sebesar 2700 kg/cm^2.

Untuk bangunan sementara, tegangan yang diijinkan dapat dinaikkan secara sebanding sampai 1,5 kali, dan untuk turap atau bendungan elak sementara, nilai-nilai ini masih dapat dinaikkan lagi.

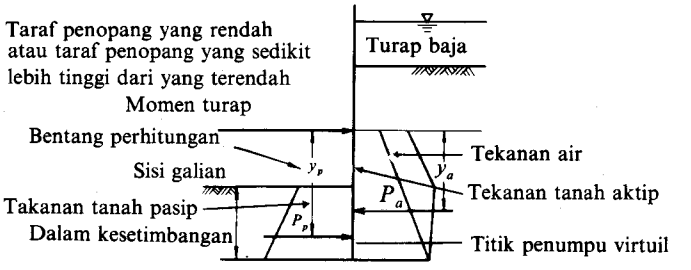
10.5.2 Perencanaan

(*1*) *Perhitungan panjang pemancangan*

(a) Turap: Pertama-tama akan dibahas turap dengan tiang tegak dan papan turap.

Bagian tiang yang dipancangkan, ditekan ke tempat galian, berbareng dengan waktu galian dilakukan. Supaya keadaan ini dapat dicapai, panjang pemancangan tiang harus cukup supaya tekanan tanah pasip dapat bekerja. Untuk mendapatkan panjang yang diperlukan, perhitungan stabilitas berikut ini harus dilakukan. Perhitungan ini disebut Cara Kesetimbangan Batas, di mana panjang pemancangan dapat diperoleh dengan menyelidiki keseimbangan antara momen akibat tekanan tanah aktip (M_a) dan akibat tekanan tanah pasip (M_p), diukur dari penopang yang paling bawah pada kedalaman tertentu.

Seperti yang diperlihatkan dalam Gbr. 10.10, keseimbangan diperoleh pada kedalaman dari dasar penggalian sampai ke kedudukan di mana $M_a = P_a \cdot y_a$ sama besarnya dengan $M_p = P_p \cdot y_p$.



Gbr. 10.10 Titik penumpu virtuil dan dalam kesetimbangan.

Perhitungan dalamnya keseimbangan harus dilakukan sebelum penopang yang terbawah dipasang, dan setelah penggalian selesai, kemudian dari kedua hal ini dipilih kedalaman yang terbesar.

Panjang pemancangan turap diperkirakan sekitar 1,2 kali dalamnya keseimbangan.

Tekanan tanah yang dipakai untuk mendapatkan dalamnya keseimbangan diperoleh dari persamaan (10.2) di atas. Di bawah dasar galian, lebar kerja dari tekanan tanah ke tiang diperkirakan selebar tiang, baik untuk tekanan tanah aktip maupun tekanan tanah pasip, dan tahanan dinding akibat tanah yang kohesip juga harus ditambahkan pada arah tekanan tanah pasip.
Panjang pemancangan ini minimum 1,5 meter, juga walaupun tanahnya cukup baik.

(b) Turap Baja: Perhitungan yang sama seperti di atas, juga berlaku untuk turap baja. Karena turap dengan tiang tegak dan papan turap bersifat tidak kedap air, maka biasanya tekanan air tidak bekerja, tetapi untuk turap baja, akibat tekanan air seperti diperlihatkan dalam Gbr. 10.9 harus diperhitungkan. Berat volume tanah pada persamaan (10.2) yang dipakai untuk memperkirakan besarnya tekanan tanah, bila muka air rencana lebih rendah, dipakai berat basah, sedang bila sebaliknya, dipakai berat dengan memperhitungkan daya apungnya.

Dalamnya pemancangan untuk turap baja diperkirakan sebesar 1,2 kali dalamnya keseimbangan, tetapi panjang pemancangan sebaiknya lebih dari 3 meter. Selanjutnya, bila pemancangan turap baja menjadi lebih dalam dari 1,8 kali dalamnya galian, lebih baik dipilih tipe struktur yang lain.

(*2*) *Perhitungan Penampang*

(a) Tiang Turap: Penampang tiang direncanakan sedemikian rupa sehingga aman terhadap lenturan akibat tekanan tanah. Perhitungan penampang ini tidak berkaitan langsung dengan perhitungan stabilitas sebelumnya, yang dipakai untuk menentukan dalamnya pemancangan.

Hal-hal yang penting dalam perhitungan penampang tiang turap ini dapat diringkas sebagai berikut:

Panjang bentang untuk momen lentur dianggap sebagai jarak antara penopang terbawah setelah penggalian selesai, atau penopang terbawah tepat sebelum pemasangan dilakukan, dan merupakan titik tumpuan perkiraan belaka untuk setiap keadaan.

Perhitungan momen lentur dalam beberapa hal juga dapat dilakukan untuk setiap tahap pelaksanaan, tetapi momen lentur dengan kondisi seperti yang disebutkan di atas merupakan harga maksimum pada umumnya. Bila jarak penopang sangat besar, panjang bentang sebaiknya juga diperiksa. Tiang dianggap tertumpu biasa pada kedua tumpuannya, dan titik tumpuan perkiraan ini dianggap sebagai titik kerja gaya resultante tekanan tanah pasip. Tahanan dinding tiang pada bagian tekanan tanah pasip bekerja bila dalamnya keseimbangan telah diperoleh dari perhitungan stabilitas untuk menentukan panjang pemancangan tiang. Dalam hal ini beban adalah tekanan tanah yang dipakai untuk menghitung stabilitas seperti yang telah diuraikan di muka.

Titik tumpuan yang diperkirakan, akibat adanya tanah yang baik sehingga pemancangan tidak menjadi terlalu dalam, dianggap sebesar setengah dari panjang pemancangan, yakni 75 cm di bawah galian, karena dalam galian minimum untuk tiang diperkirakan sebesar 1,5 meter.

(b) Turap Baja: Perhitungan penampang turap baja prinsipnya sama dengan perhitungan untuk papan turap seperti yang diuraikan di atas.

Perbedaannya dengan turap dengan tiang tegak dan papan turap adalah bahwa tekanan air bekerja sebagai beban. Tekanan tanah yang bekerja pada bagian turap baja yang terpancang di dalam tanah, tidak boleh diabaikan, karena tekanan ini sangat besar. Juga dalam arah tekanan tanah aktip, tekanan tanah ini, termasuk pada bagian bawah galian, bekerja sebagai tekanan tanah pada bagian yang terpancang. Untuk arah tekanan tanah pasip, tekanan tanah seperti yang telah diuraikan dengan persamaan pada (a) Tekanan Tanah 2), dianggap bekerja.

Kedudukan di mana penampang turap baja ditentukan, adalah sama dengan keadaan untuk turap biasa, dan kedua-duanya sesuai dengan kenyataan bahwa titik tumpuan yang diperkirakan merupakan kedudukan kerja dari tekanan tanah pasip bila dalamnya keseimbangan telah didapat, asalkan titik tumpuan yang diperkirakan yang dipakai untuk menghitung penampang turap baja ini adalah 5 meter di bawah dasar galian maksimum, walaupun kedudukan keseimbangan yang diperkirakan sebenarnya lebih dalam.

Momen inertia luas dan modulus penampang yang dipakai untuk menghitung tegangan dan lendutan turap baja diperkirakan sebesar 60% dari harga per meter lebar, dengan mempertimbangkan kekakuan turap.

Sebagai tambahan, bila ukuran penampang turap baja sudah dianggap benar, namun harus diperiksa lagi berdasarkan besarnya pergeseran akibat galian, sebab ada suatu batas besarnya pergeseran untuk mencegah terjadinya longsoran tanah di depan dan di belakang turap baja, walaupun tegangan turap baja ini sudah memenuhi syarat.

Cara perhitungan tidak diuraikan di sini, tetapi disarankan bila pergeseran menjadi terlalu besar, tanah pondasi seyogyanya diperbaiki mutunya, atau dipakai turap baja dengan kekakuan yang lebih besar.

(*3*) *Pemeriksaan "boiling":* Boiling juga dinamakan "quicksand" atau pasir apung, yang mungkin terjadi pada penggalian tanah yang berpasir.

Misalkan ada suatu keadaan di mana turap baja telah selesai dipancangkan, dan galian telah dibuat. Begitu penggalian berjalan, aliran air ke atas dari "seepage" perlahan-lahan mulai bekerja. Kemudian, setelah tekanan aliran air yang bekerja pada pasir ini sama beratnya dengan berat pasir di dalam air, butir-butir pasir mulai bergerak dengan hebatnya dan mengaduk lapisan pasir. Gejala ini disebut "boiling."

Agar boiling ini tidak terjadi, gradien hidrolisnya tidak boleh melebihi gradien hidrolis kritis. Dengan perkataan lain,

$$i < i_c$$

Di sini, i: Gradien hidrolis

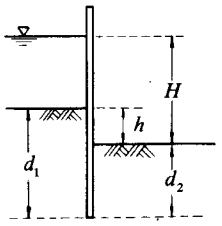
i_c: Gradien-hidrolis kritis

Dalam praktek, dalamnya pemancangan turap baja ditentukan sedemikian rupa sehingga dengan mengambil faktor keamanan tertentu F_S, syarat di atas dapat terpenuhi.

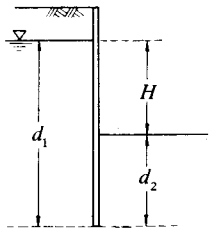
Persamaan tersebut diuraikan sebagai berikut ini:

1) Bila permukaan air tanah lebih tinggi dari pada permukaan tanah pondasi (Gbr. 10.11)

$$d_2 \geq \frac{1}{2}\left(\frac{F_S \cdot H}{\gamma'} - h\right) \tag{10.3}$$



Gbr. 10.11 Bila muka air tanah lebih tinggi dari muka tanah.



Gbr. 10.12 Bila muka air tanah lebih rendah dari muka tanah.

2) Bila permukaan air tanah lebih rendah daripada permukaan tanah pondasi sebelum digali (Gbr. 10.12)

$$d_2 \geqslant \frac{1}{2} H\left(\frac{F_S}{\gamma'} - 1\right) \tag{10.4}$$

Faktor keamanan diperkirakan sebesar 1,5 atau lebih.

Walaupun dalamnya pemancangan turap baja diperoleh dari analisa stabilitas seperti yang diuraikan di depan, namun dalam yang sesungguhnya adalah harga terbesar dari kedua harga yang diperoleh bila dibandingkan dengan hasil pengamatan terhadap gejala boiling pula.

(*4*) *Pemeriksaan gaya ke atas* (*heaving*)*:* Heaving adalah gejala yang terjadi pada dasar galian yang mengembang akibat berat tanah di sekeliling tanah pondasi, atau akibat seepage dan lain-lain, bila penggalian dilakukan pada lapisan tanah yang lembek.

Ada berbagai saran tentang cara memeriksa heaving ini. Berikut ini merupakan salah satu cara yang dipakai (Gbr. 10.13)

$$F_S = \frac{M_r}{M_a} \tag{10.5}$$

$$M_r = \int_0^x c(z)x^2 d\theta + \int_0^h c(z)x dx$$

$$M_a = \frac{1}{2}(\gamma h + q)x^2$$

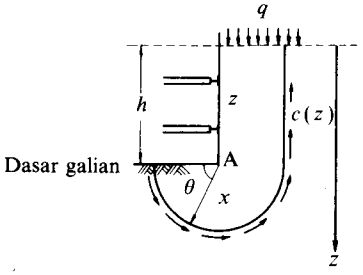
Di sini, F_S: Faktor keamanan, dianggap sebesar 1,2

γ: Berat volume tanah

h: Dalamnya galian

q: Beban atau tekanan air pada permukaan tanah bila pekerjaan dilakukan di air

$c(z)$: Kohesi pada kedalaman z



Gbr. 10.13 Menghitung "Heaving."

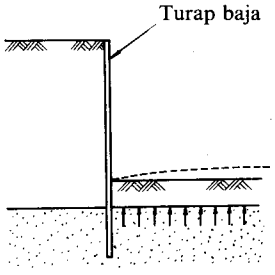
Karena heaving cenderung menimbulkan bencana besar, maka bila timbul pertanyaan tentang stabilitas heaving ini, dapat dilakukan perhitungan ulang dengan jalan memperbesar kekuatan tanah pondasi, yaitu dengan mempertinggi mutu tanah tersebut.

Di samping itu, perlu diperhatikan pula adanya gejala yang menyerupai heaving, yaitu bila terdapat suatu lapisan tanah yang kedap air seperti terlihat pada Gbr. 10.14. Tekanan hidrostatis yang ada sebelum diadakan penggalian, kini menekan ke atas lapisan berlempung yang menjadi dasar galian. Umumnya penggalian pada tanah kohesip mudah dilakukan, namun bila hal ini dilakukan secara sembarangan, dapat terjadi heaving ataupun naiknya air ke permukaan (*piping*), dan air akan memancar bersama pasir yang dapat menimbulkan kecelakaan. Untuk tanah seperti ini, ujung turap baja harus benar-benar terpancang sampai ke lapisan kedap air (*impermeable*) di bawah lapisan permeable, atau tekanan air pada lapisan permeable dapat dikurangi dengan membuat sumur yang dalam, dan sebagainya.

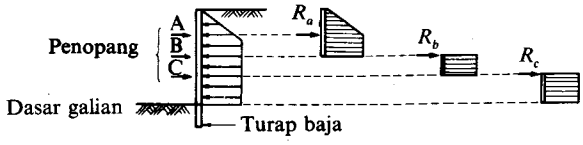
(5) *Perhitungan "waling" dan penopang:* Untuk menghitung waling dan penopang, dipakai tekanan tanah dan tekanan air seperti yang diperlihatkan dalam Gbr. 10.6, Gbr. 10.7, Gbr. 10.8 dan Gbr. 10.9. Menurut Gbr. 10.15, gaya yang bekerja pada waling dan penopang dianggap sebagai beban yang bekerja di antara penopang dengan penopang di bawahnya, yang dihitung dengan cara pembagian gaya dalam arah ke bawah. Pendekatan ini berdasarkan hasil pengamatan, yang bilamana penopang di bawah telah dipasang, maka gaya yang bekerja pada penopang di atasnya hampir-hampir tidak berubah.

(a) Waling: Perhitungan penampang waling biasanya berdasarkan anggapan bahwa tekanan tanah per unit panjang yang diperoleh dari cara pembagian gaya dalam arah ke bawah, bekerja sebagai beban terbagi rata di atas gelegar yang tertumpu pada penopang, seperti yang diperlihatkan dalam Gbr. 10.16.

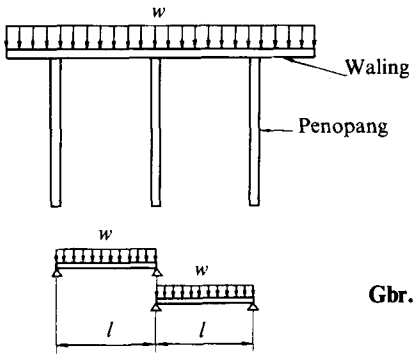
Bila terdapat penguat sudut seperti yang diperlihatkan dalam Gbr. 10.17, maka panjang $(l_1 + l_2)$ dianggap sebagai bentangnya. Stabilitas waling diperiksa dari momen lentur dan gaya geser. Persamaan untuk momen lentur dan gaya geser waling yang terbuat dari gelegar dengan flens lebar (gelegar H) adalah sebagai berikut:



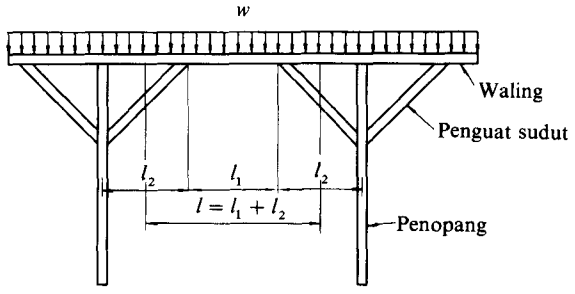
Gbr. 10.14 Heaving akibat muka air artesis.



Gbr. 10.15 Tekanan tanah yang bekerja pada waling.



Gbr. 10.16 Bentang yang dipakai untuk menghitung waling.



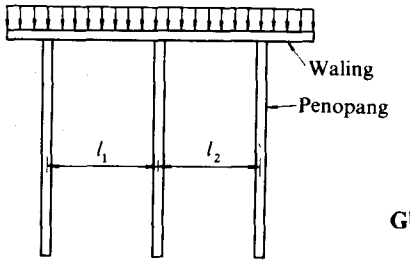
Gbr. 10.17 Panjang bentang bila dipakai penguat sudut.

$$\left.\begin{aligned} M/z &\leqslant f_b \\ \frac{s}{0{,}85h \cdot t} &\leqslant f_s \end{aligned}\right\} \qquad (10.6)$$

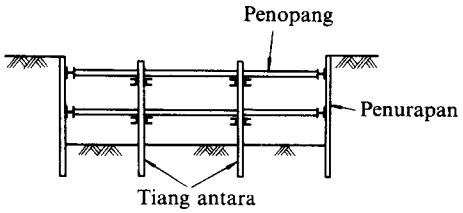
Di sini, M: Momen lentur (kg·m)
z: Modulus penampang (cm^3)
f_b: Intensitas tegangan lentur yang diijinkan (kg/cm^2)
s: Gaya geser (kg)
h: Tinggi rusuk gelegar dengan flens lebar (cm)
t: Tebal rusuk gelegar dengan flens lebar (cm)
f_s: Intensitas tegangan geser yang diijinkan (kg/cm^2)

Jarak antara dua buah waling dianggap sebesar 6 meter atau lebih, dan jarak vertikalnya sekitar 3 meter. Pada prinsipnya, waling yang teratas harus dipasang dalam jarak 1 meter dari bagian atas dinding turap.

(b) Penopang: Gaya aksial yang bekerja pada penopang, seperti yang diperlihatkan dalam Gbr. 10.18 merupakan beban yang bekerja pada waling dan sebagian lebar penopang. Gaya aksial N dinyatakan sebagai:



Gbr. 10.18 Beban yang bekerja pada penopang.



Gbr. 10.19 Tiang antara.

$$N = w(l_1 + l_2)/2 \tag{10.7}$$

Di sini, w: Tekanan tanah per satuan panjang, didapat dari cara pembagian gaya dalam arah ke bawah.

l_1 dan l_2: Jarak penopang.

Jarak penopang biasanya diambil 5 meter atau kurang untuk arah mendatar dan sekitar 3 meter untuk arah vertikal. Seperti yang telah disebutkan sebelumnya, akibat perubahan temperatur dapat ditambahkan gaya aksial sekitar 15 ton pada penopang ini.

Bila penggalian dilakukan secara besar-besaran, maka perlu dipasang tiang-tiang antara untuk mencegah penopang menjadi tertekuk (Gbr. 10.19). Tiang-tiang antara ini juga berfungsi sebagai pemikul beban dalam arah sepanjang batangnya. Dalam hal ini, perencanaan harus memperhitungkan gaya aksial vertikal sesuai dengan beban yang disebutkan di atas.

Dinding turap ataupun tiang antara yang tertanam pada lapisan yang jelek, atau turap dan bendungan elak sementara yang dibangun di bawah air akan mengalami penurunan (*settlement*) yang besar, juga pergeseran tempat (*displacement*). Pada prinsipnya, tiang antara untuk mencegah tertekuknya penopang, tidak menahan beban vertikal. Bila panjang pemancangannya cukup dan aman terhadap penurunan, maka hal ini dapat digabungkan untuk kedua keperluan tersebut, tentunya setelah diperhitungkan dengan teliti.

10.6 Perencanaan Bendungan Elak Sementara Dengan Turap Baja Rangkap

Salah satu cara yang dipakai untuk melaksanakan pekerjaan dalam keadaan kering dengan menyingkirkan air dari lokasi kerja di sungai atau di pantai, pada pekerjaan yang cukup besar adalah dengan jalan menggunakan bendungan elak sementara dengan turap baja rangkap.

Cara ini dipakai bila air cukup dalam, gelombang atau kecepatan aliran cukup besar; bila pemakaian penopang cukup sulit karena bagian dalam bendungan terlalu besar, atau bila pemakaian bendungan dengan turap tunggal sulit dilakukan.

Pada cara ini, turap-turap baja dipancangkan menurut dua garis sejajar, dan setiap turap yang berhadapan, diikat dengan kabel, sehingga jarak antara kedua turap ini dapat diisi dengan tanah sedimen. Turap baja dan tanah sedimen ini akan merupakan suatu kesatuan yang monolit, yang menyangga bendungan, merupakan semacam tembok penahan tanah.

Umumnya cara ini dipakai bila dalamnya air kurang dari 10 meter, tetapi bila melebihi batas tersebut, perlu dipakai bendungan elak berbentuk busur dengan tiang turap yang lurus, atau bendungan elak yang memakai tiang turap berupa pipa.

Pada pasal ini, pembicaraan tentang perencanaan bendungan elak sementara dengan turap baja rangkap diuraikan secara singkat, sekedar untuk memberikan gambaran kasar mengenai hal tersebut.

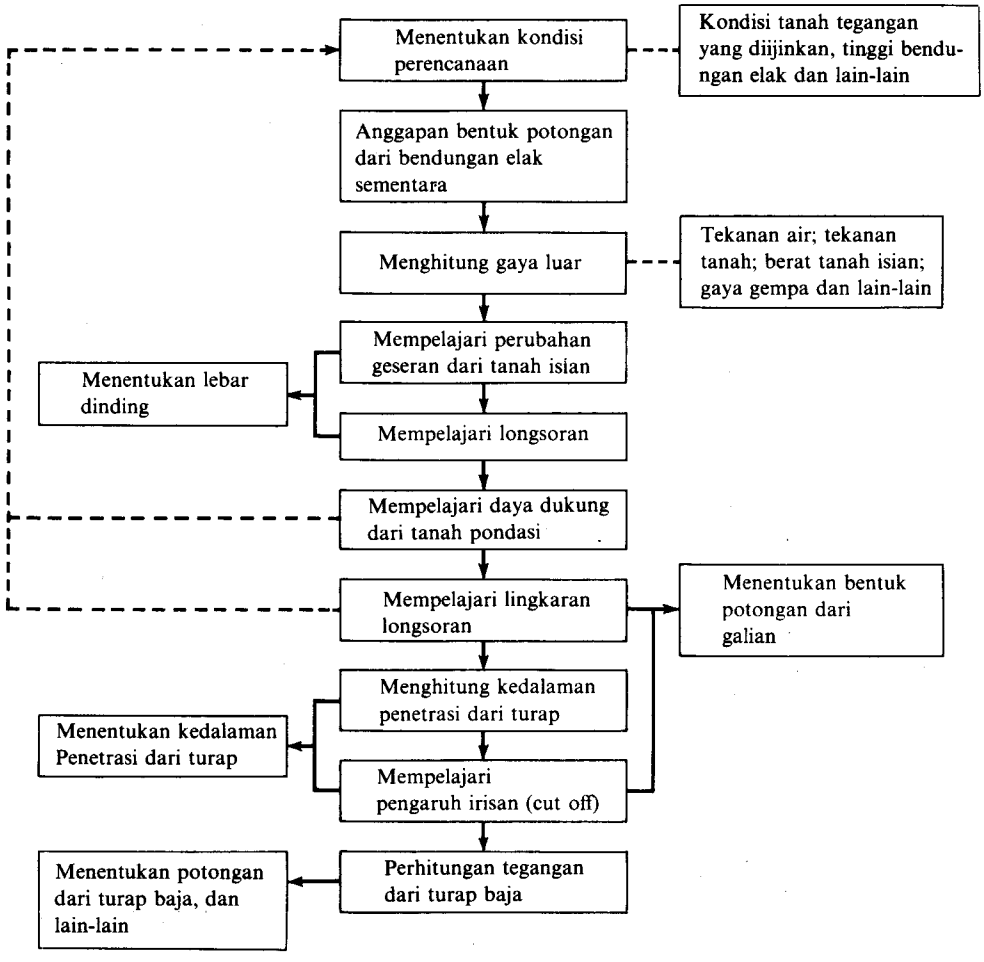
(*1*) *Prosedur perencanaan:* Dalam merencanakan turap baja rangkap, syarat-syarat perencanaan ditetapkan berdasarkan data survai, kemudian sebagai langkah permulaan, diperkirakan bentuk penampang bendungan elak sementara tersebut.

Kemudian dihitung beban yang bekerja, lalu perencanaan dilanjutkan menurut prosedur perencanaan seperti yang diperlihatkan dalam Gbr. 10.20. Hal-hal penting yang perlu diperhatikan adalah sebagai berikut ini.

1) Stabilitas terhadap guling dari dinding.
2) Perlawanan terhadap geser.
3) Daya dukung tanah pondasi.
4) Perlawanan terhadap deformasi geser dari tanah pengisi.
5) Kekuatan setiap bagian konstruksi.

(*2*) *Beban yang dipakai untuk perencanaan:* Beban yang dipakai untuk merencanakan bendungan elak sementara dengan turap baja rangkap, sebagian besar berupa tekanan tanah dan tekanan air.

Tekanan tanah aktip bekerja di muka dinding bendungan elak sementara, sedang tekanan tanah pasip bekerja di bagian dalam dinding bendungan elak sementara, merupakan tekanan tanah dari tanah pengisi.



Gbr. 10.20 Prosedur perencanaan Bendungan elak sementara dengan turap baja rangkap.

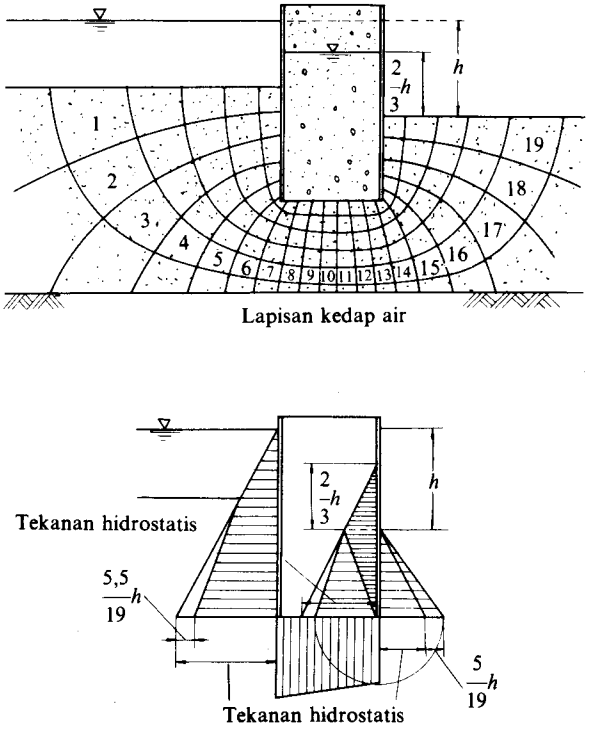
Karena tekanan air yang bekerja pada dinding bendungan elak sementara dan tinggi air di bagian dalam dinding bendungan dipakai untuk perencanaan, maka berikut ini diberikan kriterianya. Pada tempat di mana dinding bendungan elak sementara bersentuhan langsung dengan air, di situlah tekanan hidrostatis bekerja. Pada lapisan tanah di bawah pondasi, di muka dan di dalam bendungan elak sementara, bekerja tekanan yang merupakan resultante tekanan rembesan (*seepage*) berdasarkan perbedaan muka air di luar dan di dalam bendungan elak dengan tekanan hidrostatis.

Tekanan seepage dapat diperoleh dengan menggambarkan jaringan aliran (*flow net*) seperti diperlihatkan dalam Gbr. 10.21 tetapi dapat pula diperoleh dengan menganggap kehilangan air pada aliran rembesan dianggap berubah secara garis lurus. Tinggi muka air di dalam tanah isian antara dua jajaran turap dianggap sebesar dua pertiga tinggi dari dasar galian sampai muka air di bagian luar.

Seperti pada beban yang bekerja pada bendungan elak sementara, maka beban akibat gempa juga harus diperhitungkan dan ditambahkan pada tekanan tanah dan tekanan air. Dalam beberapa hal, penambahan beban akibat bahan-bahan atau mesin yang diletakkan di atas tanah isian dari bendungan elak sementara, juga tekanan gelombang dan tekanan aliran air harus pula diperhitungkan.

(*3*) *Pemeriksaan deformasi geser dari tanah pengisi:* Biasanya hal ini diperiksa dengan persamaan Kitajima.

Agar bendungan elak sementara aman terhadap deformasi geser dari tanah pengisi, maka lebar dinding yang terbuat dari turap baja rangkap ditetapkan dengan persamaan berikut ini.



Gbr. 10.21 Bendungan elak sementara dengan turap baja rangkap dan pembagian tekanan air.

(a) Perhitungan lebar dinding.

$$F_s \cdot M_d \leqslant M_r \tag{10.8}$$

Di sini, F_s: Faktor keamanan, biasanya diambil 1,2
M_d: Momen deformasi permukaan tanah
M_r: Momen penahan permukaan tanah

(b) Momen deformasi: Seperti yang diperlihatkan dalam Gbr. 10.22, untuk keadaan yang sederhana di mana hanya tekanan air yang bekerja, momen deformasi dinyatakan sebagai berikut:

$$M_d = \frac{\gamma_w \cdot h^3}{6} \tag{10.9}$$

Di sini, γ_w: Berat volume air
Bila gaya gempa diperhitungkan, M_d termasuk dalam gaya ini.

(c) Momen penahan: Momen penahan terhadap deformasi geser dari tanah pengisi bendungan elak sementara dengan turap baja rangkap diperoleh dari persamaan berikut ini.

$$\left.\begin{aligned} M_r &= \frac{1}{6}\gamma_0 \cdot H_0^3 \cdot R_0 \\ R_0 &= \frac{1}{4}v^2(K_p - K_a)(3 - v\cos\phi)\cos^2\phi \end{aligned}\right\} \tag{10.10}$$

Deformasi geser pada dinding untuk keadaan ini diperkirakan sebesar 1–2%.

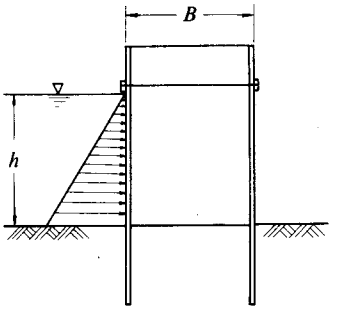
Di sini, γ_0: Berat volume ekuivalen tanah pengisi, dengan perkataan lain, berat hipotetis berdasarkan anggapan bahwa berat volume tanah pengisi adalah tetap 1 t/m^3.
H_0: Tinggi ekuivalen dinding $H_0 = 1/\gamma_0 \, \Sigma \, \gamma_i \cdot h_i$ dengan γ_i adalah berat volume tanah yang mengisi dinding, dan h_i adalah tebal lapisan tanah.
v: Angka perbandingan lebar bendungan elak sementara dengan tingginya (B/H_0).
K_p dan K_a: Koeffisien Rankine dari tekanan tanah pasip dan aktip untuk tanah pengisi.
ϕ: Sudut geser dalam dari tanah pengisi

(*4*) *Pemeriksaan gelincir:* Dengan mengetahui tinggi muka tanah pada sisi sumur galian, maka keamanan dinding bendungan elak terhadap gelincir dapat dihitung, dan kemudian ruangan antara dua jajaran turap baja rangkap, dengan perkataan lain, yaitu lebar dinding yang diperlukan, dapat dihitung.

$$F_S = \frac{B(\gamma_0 \cdot H_0 \cdot \tan\phi + c)}{P} \tag{10.11}$$

Di sini, c: Kohesi tanah pondasi
ϕ: Sudut geser dalam
P: Gaya luar, untuk keadaan sederhana seperti pada Gbr. 10.22, maka $P = \frac{1}{2}\gamma_w \cdot h^2$

(*5*) *Pemeriksaan daya dukung tanah pondasi:* Umumnya pada tanah pondasi yang berpasir, bila daya dukung tidak mencukupi, takkan mudah terlihat, tetapi untuk lapisan yang jelek, hal ini harus benar-benar diperhatikan. Pada bendungan elak sementara



Gbr. 10.22 Bila dianggap tekanan air saja yang bekerja.

dengan turap baja rangkap, keamananannya diperiksa dengan memperbandingkan besar daya dukung batas dengan reaksi tanah bendungan elak. Reaksi ini memperhitungkan pula eksentrisitas akibat gaya luar, walaupun reaksi dasar berbeda bentuknya dengan dinding biasa yang tidak memiliki dasar. Besarnya daya dukung batas ditentukann berdasarkan data penyelidikan tanah.

(*6*) *Pemeriksaan bidang gelincir berbentuk busur lingkaran:* Bila tanah pondasi berupa lempung lunak, hal ini dapat menimbulkan kelongsoran, sehingga perlu dilakukan analisa pengamanan atas bidang gelincir berbentuk busur lingkaran. Khususnya bila tepi dalam bendungan elak sementara juga digali. (Gbr. 10.23.)

(*7*) *Perhitungan dalamnya pemancangan:* Dalamnya pemancangan turap baja dihitung berdasarkan anggapan bahwa momen akibat tekanan tanah pasip yang bekerja dari luar bendungan elak sementara, besarnya sama dengan momen akibat tekanan tanah aktip dan tekanan air dari dalam, maksudnya dari sisi tanah pengisi.

Pada tanah pondasi di mana tekanan tanah pasip diperkirakan akan timbul, permukaan tanah dianggap lebih rendah, dengan anggapan bahwa pada lapisan yang jelek ini banyak mengandung lumpur. Biasanya perhitungan dalamnya pemancangan diambil dari sisi turap bagian dalam dari dua jajaran turap pada bendungan elak sementara ini.

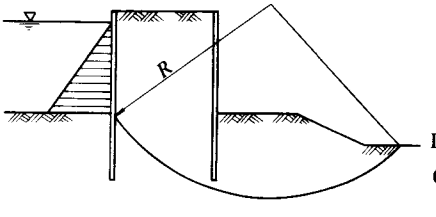
(*8*) *Perhitungan pengaruh dinding halang* (*cut-off*)*:* Nilai rangkak (*creep ratio*) yang biasa dipakai untuk menentukan keamanan terhadap aliran rembesan (*seepage*) dalam dam beton dan lain-lain, dalam praktek dipakai pula untuk menghitung "boiling." Dalam hal seperti yang diperlihatkan pada Gbr. 10.24, nilai rangkak dinyatakan sebagai berikut:

$$C_c = \frac{L_1}{h_1} \quad \text{atau} \quad \frac{L_2}{h_2} \tag{10.12}$$

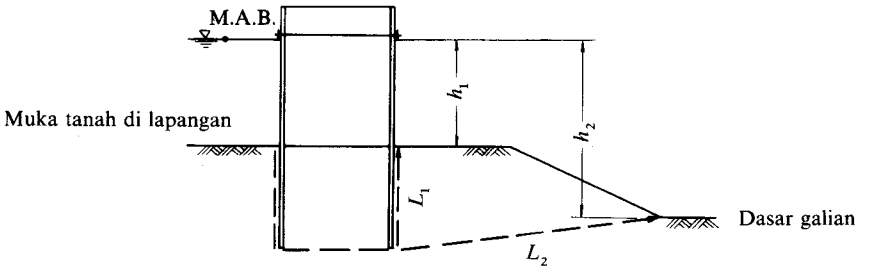
Di sini, C_c: Nilai rangkak, untuk tanah berpasir besarnya 3,5 atau lebih, untuk tanah kohesip besarnya 3,0 atau lebih

L_1 dan L_2: Panjang rembesan (perkolasi)

h_1 dan h_2: Perbedaan muka tanah



Gbr. 10.23 Perhitungan busur lingkaran gelincir.



Gbr. 10.24 Pemeriksan atas pengaruh dinding halang.

(9) *Perhitungan tegangan pada turap baja, waling dan kabel baja pengikat:* Momen lentur pada turap baja dihitung sebagai gelegar sederhana di mana kabel dan suatu titik tumpuan hipotetis pada tanah pondasi dianggap sebagai penyangganya.

Titik tumpuan hipotetis ini dianggap sebagai titik kerja tekanan tanah pasip dalam menghitung panjang pemancangan turap, asalkan dalamnya maksimum 5 meter. Di samping itu ada berbagai cara pendekatan untuk menentukan letak titik tumpuan hipotetis. Dalam beberapa hal, suatu titik di kedalaman 1–2 meter di bawah tanah pondasi atau suatu titik di permukaan tanah pondasi dapat dianggap sebagai titik tumpuan hipotetis. Yang penting bahwa perlawanan terhadap beban seperti tekanan tanah aktip atau tekanan air dapat diperoleh pada kedalaman ini. Perlu dicatat bahwa pada tanah pondasi yang terdiri dari tanah kohesip, kekuatan tanah pondasi dapat berkurang banyak akibat deformasi.

Bila penampang turap membesar akibat perhitungan momen lentur, hal ini dinilai kurang ekonomis, sehingga titik tumpuan hipotetis dapat dipertinggi dengan menganggap adanya tanah pengisi sebagai pelawan berat. Reaksi pada kabel baja pengikat dapat diperoleh dari keseimbangan momen pada titik tumpuan hipotetis, dan dihitung sebagai berikut:

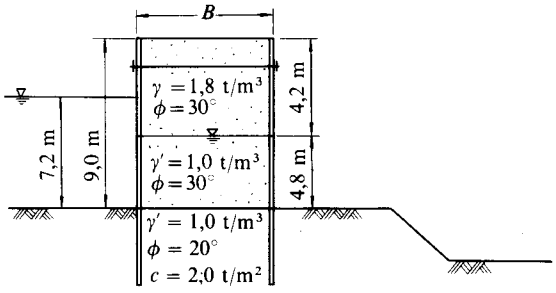
$$\left.\begin{aligned} T &= A_p \cdot l \\ A &= T/\sigma_a \end{aligned}\right\} \qquad (10.13)$$

Di sini, T: Tegangan pada kabel baja pengikat
A_p: Gaya reaksi pada kabel baja pengikat
l: Jarak kabel baja
A: Luas penampang kabel baja
σ_a: Tegangan yang diijinkan

10.7 Contoh Perhitungan Untuk Merencanakan Bendungan Elak Sementara Dengan Turap Baja Rangkap

Perhitungan waling didasarkan pada anggapan bahwa gaya reaksi pada kabel baja yang merupakan beban terbagi rata, bekerja pada gelegar sederhana yang ditumpu pada tempat kabel baja.

Perencanaan bendungan elak sementara dengan turap baja rangkap diperlihatkan di bawah ini, dengan kondisi seperti yang diberikan dalam Gbr. 10.25. Gaya luar yang bekerja pada bendungan elak dari arah luar, dianggap hanya tekanan air belaka, sedang gaya gempa tidak diperhitungkan. Dengan menganggap bahwa tanah pengisi berupa pasir, maka $\phi = 30°$ dan berat volumenya dianggap sebesar 1,8 t/m^3 untuk berat basah



Gbr. 10.25 kondisi perencanaan.

di atas muka air, dan sebesar 1,0 t/m^3 untuk berat basah di bawah muka air.

(*1*) *Pemeriksaan deformasi geser dari tanah pengisi:* Pemeriksaan dilakukan dengan memakai persamaan (10.8) untuk mendapatkan lebar B dari bendungan elak sementara. Menurut persamaan (10.9), maka:

$$M_d = \frac{\gamma_w \cdot h^3}{6} = \frac{1 \times 7{,}2^3}{6} = 62{,}21 \text{ (t/m)}$$

$$\gamma_0 = \frac{1}{H_0} \Sigma \gamma_i \cdot h_i = \frac{1}{H_0}(\gamma'' H'' + \gamma' H') = 1{,}37 \text{ (t/m)}$$

$$v = \frac{B}{H_0} = \frac{B}{9}$$

$$R_0 = \frac{1}{4} v^2 (3 - v \cos \phi) \cos^2 \phi$$

$$= 0{,}0070B^2 - 0{,}0002B^3$$

$$M_r = \frac{1}{6} \gamma_0 \cdot H_0^3 \cdot R_0 = 1{,}165B^2 - 0{,}033B^3$$

Dari $F_s \cdot M_d \leqslant M_r$ didapat $B = 9{,}6$ (m)

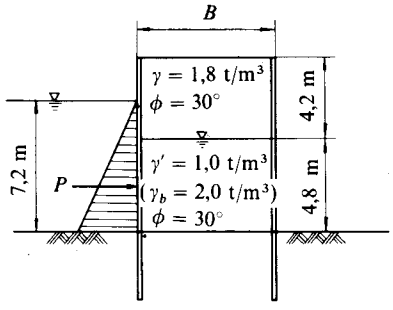
(*2*) *Pemeriksaan gelincir:* Pemeriksaan dilakukan dengan memakai persamaan (10.11)

$$B(\gamma_0 \cdot H_0 \cdot \tan \phi + c) = 9{,}6(1{,}37 \times 9 \times 0{,}577 + 2) = 87{,}5$$

$$P = \frac{\gamma_w \cdot h^2}{2} = \frac{1 \times 7{,}2^2}{2} = 25{,}9$$

$$F_S = 3{,}38 > 1{,}2$$

(*3*) *Pemeriksaan daya dukung tanah pondasi:* Seperti yang terlihat pada Gbr. 10.26



Gbr. 10.26 Gaya luar yang bekerja.

anggaplah bahwa berat basah volume tanah pengisi di bawah muka air adalah 2,0 t/m^3, maka berat bendungan elak sementara adalah:

$$\Sigma W = 9{,}6(1{,}8 \times 4{,}2 + 2{,}0 \times 4{,}8) = 164{,}74 \text{ ton.}$$

$P = 25{,}9$ ton seperti yang diperkirakan sebelumnya.

Momen rotasi pada titik 0 adalah:

$M_w = 790{,}75$ t.m. dan $M_p = 62{,}21$ t.m.

$$d = \frac{M_w - M_p}{\Sigma W} = 4{,}42 \text{ m.}$$

Eksentrisitas $e = 1/2B - d = 0{,}38$ m.

Pada keliling pondasi yang menerima beban vertikal eksentris, bila eksentrisitas dianggap sebesar e, maka jumlah daya dukung ultimate Q_d adalah:

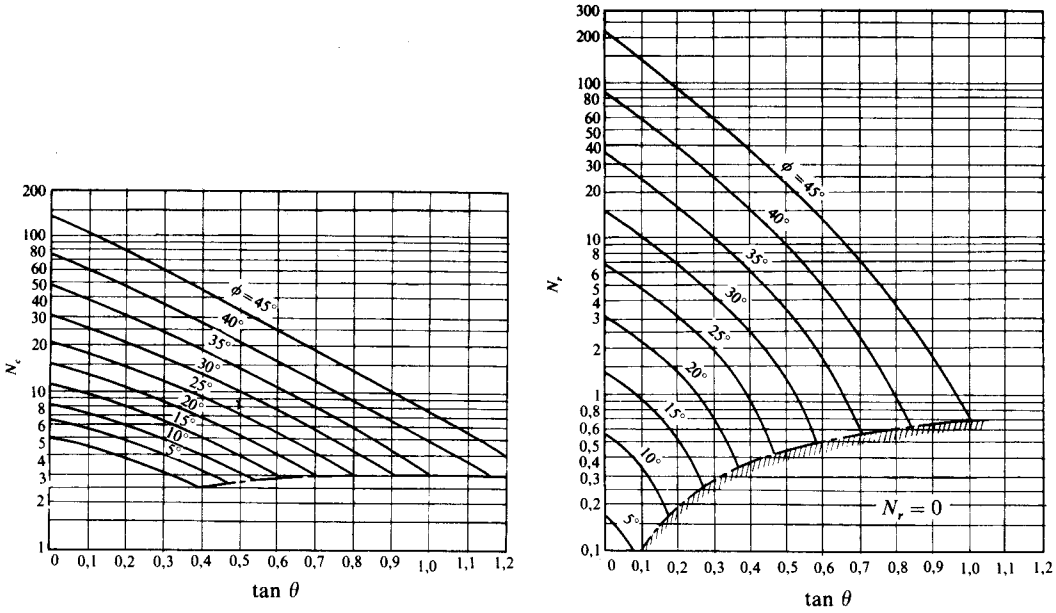
$$Q_d = (B - 2e)\left\{cN_c + \frac{1}{2}N_r(\gamma_b)(B - 2e)\right\}$$

Di sini, N_c dan N_r merupakan koeffisien Meyerhof untuk daya dukung, yang diperoleh dari Gbr. 10.27. γ_b adalah berat volume tanah pondasi (t/m^3).

$\tan \phi = P/W = 0{,}157$. Kemudian, dari $N_c = 12$ dan $N_r = 1{,}8$ diperoleh $Q_d = 282{,}44$ t/m.

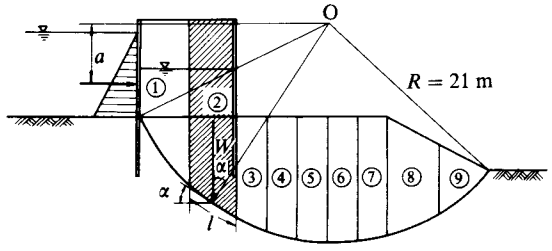
$$F_S = \frac{Q_d}{\Sigma W} = 1{,}71 > 1{,}2$$

(*4*) *Pemeriksaan bidang gelincir berbentuk busur lingkaran:* Dengan menggambar sebuah bidang gelincir berbentuk busur lingkaran seperti yang diperlihatkan dalam Gbr. 10.28 maka pemeriksaan dapat dilakukan. Untuk memeriksa gelincir, maka ukuran dan titik pusat busur lingkaran harus dipindah-pindahkan untuk berbagai keadaan. Kemudian,



(a) Koef. daya dukung N_c (b) Koef. daya dukung N_r

Gbr. 10.27 Diagram untuk mendapatkan koef. daya dukung.



Gbr. 10.28 Perhitungan busur lingkaran gelincir.

Tabel 10.1 Contoh perhitungan dengan metode bidang longsor berbentuk busur lingkaran.

	W (t)	W' (t)	α	sin α	cos α	W sin α	W' cos α
1	94,8	79,2	52°45′	0,796	0,605	75,5	47,9
2	138,0	97,5	35°00′	0,574	0,819	79,2	79,9
3	61,8	30,9	22°30′	0,383	0,924	23,7	28,6
4	67,8	33,9	14°10′	0,245	0,970	16,6	32,9
5	70,8	35,4	5°45′	0,100	0,999	7,1	34,5
6	71,4	35,7	−2°45′	−0,048	0,999	−3,4	35,7
7	69,0	34,3	−11°00′	−0,191	0,982	−13,2	33,9
8	88,5	44,3	−21°15′	−0.362	0,932	−32,0	41,3
9	37,0	18,5	−35°00′	−0,574	0,819	−21,3	15,2
Total						132,2	350,8

dari faktor keamanan yang diperkirakan paling kecil, ditentukan busur lingkarannya.

Contoh perhitungan diperlihatkan dalam Tabel 10.1.

Faktor keamanan didapat dari persamaan berikut:

$$F_S = \frac{R \cdot \Sigma\,(c \cdot l + W' \cos\alpha \cdot \tan\phi)}{\Sigma\,(WR \sin\alpha) + \frac{1}{2}h^2 \cdot a} = \frac{21(82{,}1 + 350{,}8 \times 0{,}364)}{21 \times 132{,}2 + \frac{1}{2} \times 7{,}2^2 \times 6{,}6} = 1{,}49 > 1{,}2$$

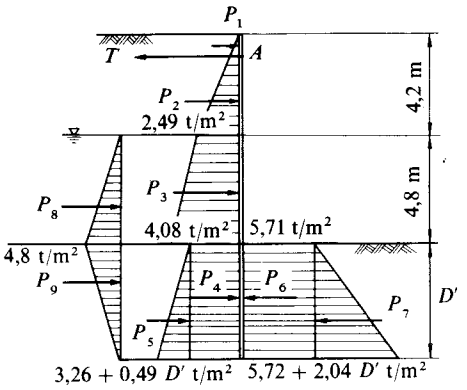
(*5*) *Perhitungan dalamnya pemancangan turap:* Dengan mempergunakan persamaan (10.2), tekanan tanah dan tekanan air yang bekerja pada turap baja dapat dihitung. Harga-harga yang diperoleh dari perhitungan menurut Gbr. 10.29 adalah sebagai berikut:

$P_1 = 0{,}3$ t/m

$P_2 = 4{,}94$ t/m

$P_3 = 15{,}77$ t/m

$P_4 = 3{,}26.\ D'$ t/m



Gbr. 10.29 Beban yang bekerja pada turap baja.

$P_5 = 0{,}25\,(D')^2$ t/m

$P_6 = 5{,}71\,D'$ t/m

$P_7 = 1{,}02\,(D')^2$ t/m

$P_8 = 11{,}52$ t/m

$P_9 = 2{,}4\,D'$ t/m

Bila keseimbangan momen pada titik A telah diperoleh, maka

$$(D')^3 + 12{,}12\,(D')^2 - 12{,}08\,(D') - 342{,}18 = 0$$

Didapat $D' = 4{,}85$

Maka dalamnya pemancangan adalah $D = 4{,}85 \times 1{,}2 = 5{,}82$

(6) *Pemeriksaan "boiling"*

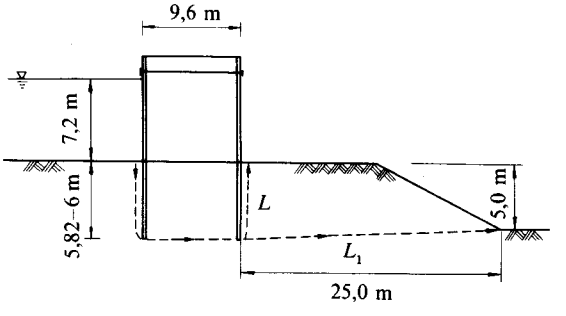
Lihat Gbr. 10.30.

$L = 2D + B = 21{,}6$ m dan $h = 7{,}2$ m

$L/h = 3{,}00$

$L_1 = D + B + \sqrt{25^2 + 2{,}5^2} = 40{,}62$ m.

$$\frac{L_1}{h + 5{,}0} = 3{,}33 > 3{,}00$$

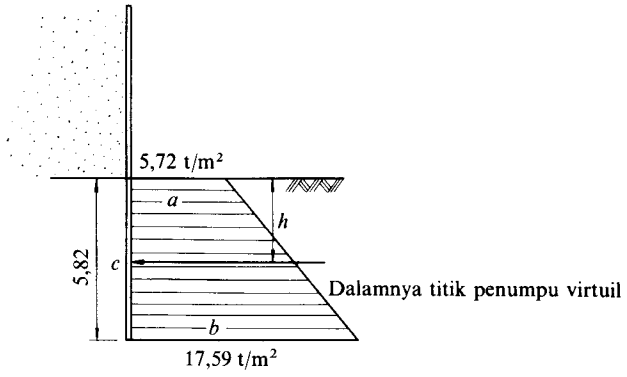


Gbr. 10.30 Pemeriksaan terhadap "boiling."

(7) *Perhitungan titik tumpuan hipotetis:* Dengan menganggap bahwa tekanan tanah pasip bekerja pada turap baja seperti pada Gbr. 10.31, maka titik kerja resultante tekanan tanah pasip dapat diperoleh. Letak kerja h adalah sebagai berikut:

$$h = \frac{a + 2b}{a + b} \times \frac{1}{3} c = \frac{5{,}72 + 2 \times 17{,}59}{5{,}72 + 17{,}59} \times \frac{5{,}28}{3} = 3{,}40$$

Selanjutnya titik tumpuan hipotetis diperkirakan terletak sejauh 3,40 meter di bawah permukaan tanah pondasi.



Gbr. 10.31 Tekanan tanah pasif yang bekerja pada turap baja.

11 PERBAIKAN LAPISAN TANAH DASAR YANG LUNAK

11.1 Umum

Dalam bab ini akan dikemukakan masalah-masalah teknis dan tindakan yang diadakan terhadap stabilitas tanah di sekitar permukaan dan terhadap lapisan tanah yang lunak.

Umumnya lapisan tanah yang disebut lapisan yang lunak adalah lempung (*clay*) atau lanau (*silt*) yang mempunyai harga pengujian penetrasi standar (standard penetration test) N yang lebih kecil dari 4 atau tanah organis seperti gambut yang mempunyai kadar air alamiah yang sangat tinggi. Demikian pula lapisan tanah berpasir yang dalam keadaan lepas mempunyai harga N yang kurang dari 10, diklasifikasi sebagai lapisan yang lunak.

Biasanya sebahagian besar dari lapisan lunak itu telah dibentuk oleh proses alamiah. Tebal, luas dan stratifikasinya sangat tergantung dari corak topografi dan geologi yang membentuk lapisan lunak itu beserta kondisi sekeliling sesudah terjadi formasi itu. Kesemuanya ini mengakibatkan keanekaragaman yang pelik.

Bilamana diperlukan untuk membangun di atas lapisan lunak itu, maka pertama-tama masalah teknis yang harus diselidiki adalah daya dukung (*bearing capacity*) dan penurunan (*settlement*). Kadang-kadang, tergantung dari jenis konstruksi, kita tidak memerlukan penyelidikan daya dukung. Sebaliknya, kadang-kadang dalam menghadapi kemungkinan perbedaan penurunan (*differential settlement*), kita bukan menggunakan pondasi langsung, melainkan harus menggunakan pondasi tiang yang mencapai lapisan yang keras. Jadi, pemilihan dan penggunaan suatu jenis pondasi dapat juga dianggap sebagai suatu tindakan dalam menghadapi lapisan tanah pondasi yang lunak. Tetapi Bab ini tidak akan menggunakan masalah pemilihan konstruksi sedemikian.

Bab ini akan mengemukakan masalah dan tindakan pada lapisan yang lunak untuk pembangunan konstruksi dari tanah seperti tanggul sungai atau badan jalan dan konstruksi-konstruksi yang dapat memikul deformasi yang sangat kecil akibat penurunan.

Lapisan yang lunak umumnya terdiri dari tanah yang sebagian terbesar terdiri dari butir-butir yang sangat kecil seperti lempung atau lanau. Dalam lapisan sedemikian, makin muda umur akumulasinya, makin tinggi letak muka air tanahnya. Lapisan muda sedemikian juga kurang mengalami pembebanan sehingga sifat mekanisnya buruk dan tidak mampu memikul beban.

Sifat lapisan tanah yang lunak adalah gaya gesernya yang kecil, kemampatan yang besar dan koeffisien permeabilitas yang kecil. Jadi, bilamana pembebanan konstruksi melampaui daya dukung kritis, maka akan terjadi kerusakan tanah pondasi. Meskipun intensitas beban itu kurang dari daya dukung kritis, dalam jangka waktu yang lama besarnya penurunan akan meningkat yang akhirnya akan mengakibatkan berbagai kesulitan.

Gejala kerusakan tanah pondasi atau penurunan tambahan bukan hanya akan menyebabkan konstruksi itu tidak berfungsi semestinya, melainkan dapat mengakibatkan

permukaan tanah di sekeliling konstruksi itu naik atau turun, atau penurunan muka air tanah atau penggenangan air di tempat konstruksi. Hal ini dapat mengakibatkan kerusakan pada bangunan-bangunan, usaha pertanian atau saluran air di sekitar konstruksi.

Stabilitas konstruksi tanggul yang dibangun di atas lapisan yang lunak, tergantung dari harga faktor keamanan yang diperoleh dari analisa keamanan kerusakan tanah pondasi yang diakibatkan oleh pembuatan tanggul, seperti yang dikemukakan dalam Bab 2. Akan tetapi harga faktor keamanan yang diperoleh dari metode sedemikian sangat berbeda dengan harga faktor keamanan yang diperoleh dengan metode penyelidikan tanah, demikian pula dengan ketepatannya, cara menentukan konstanta tanah, dan metoda analisa stabilitas. Dalam menelaah suatu faktor keamanan selain kondisi tanah pondasi, maka juga bahan pembuatan tanggul atau kondisi konstruksi yang akan dibangun perlu dipertimbangkan sepenuhnya. Harga faktor keamanan minimum terhadap kerusakan tanah pondasi dalam pembuatan analisa stabilitas yang mencerminkan sebaik mungkin kondisi lapangan dapat diambil sebesar 1,2–1,3.

Penurunan suatu konstruksi tanggul tanah yang besar, bukan hanya akan memperbesar volume tanggul itu melainkan juga dapat mempengaruhi penurunan atau pergerakan horisontal konstruksi-konstruksi yang dibangun pada tanggul itu seperti pintu-pintu air, kepala jembatan atau tembok-tembok penahan tanah. Oleh sebab itu, pada pembangunan tanggul itu, sebelumnya perlu diadakan penentuan mengenai besarnya tanggul beserta pengaruh penurunan tanah pondasi di sekitarnya.

Pembangunan konstruksi-konstruksi yang lain itu dapat juga dilaksanakan kemudian, setelah proses penurunan berlangsung lama. Namun demikian penurunan residual yang akan terjadi kemudian perlu juga diperhatikan, terutama jika tanggul itu dibutuhkan untuk pembangunan jalan atau penahan luapan banjir sungai yang membutuhkan ketinggian tertentu.

Besarnya penurunan dapat diperkirakan dengan menghitung konsolidasi lapisan lunak itu seperti yang dikemukakan dalam Bab 2 atau dengan berdasarkan data penurunan di lapangan yang diobservasi. Akan tetapi, seperti pada perhitungan analisa stabilitas, besarnya penurunan residual yang diperkirakan dengan metode analisa konsolidasi itu adalah sangat berbeda dengan metode eksplorasi tanah, baik ketelitiannya, metode penentuan konstanta tanah maupun metode perhitungannya.

Pedoman dari "Japan Road Association" mengenai pekerjaan tanah untuk jalan menyebutkan bahwa penurunan residual yang diizinkan pada badan tanggul jalan jembatan atau sambungan bagian-bagian yang tinggi, adalah kira-kira 10–30 cm atau kurang, selama 3 tahun setelah perkerasan dibangun. Data ini telah diperoleh dengan metode yang mencerminkan keadaan sebenarnya di lapangan. Untuk bagian-bagian badan tanggul jalan yang lain, belum diadakan sesuatu ketentuan. Suatu gorong-gorong atau tembok penahan tanah yang dibangun bersama-sama dengan tanggul tanah itu, sedapat mungkin harus dihindarkan dari deformasi yang berlebihan selama atau sesudah pelaksanaan pekerjaan tanggul. Jika pondasi bangunan-bangunan itu dilaksanakan sampai mencapai lapisan yang keras untuk menghindarkan perpindahan atau penurunan, maka masalah tersebut di atas tidak akan terjadi. Akan tetapi oleh karena pondasinya menjadi panjang, maka pondasi itu akan mengalami geseran negatif (*negative friction*) yang disebabkan oleh penurunan tanggul atau pembebanan eksentris tebing tanah. Geseran negatif ini tidak dapat dihindarkan. Bangunan-bangunan silang seperti gorong-gorong yang dibangun sedemikian akan mengakibatkan perbedaan penurunan dari jalan.

Jadi, pertama-tama sedapat mungkin harus dihindarkan membangun dengan pondasi yang dalam yang mencapai lapisan yang keras. Pembangunan tanggul harus didahulukan dan bilamana penurunan telah cukup besar, baru konstruksi dilaksanakan.

Pelaksanaan dengan metode demikian memerlukan waktu yang lama, sehingga harus diperkirakan apakah selama pelaksanaan konstruksi diperlukan juga saluran pengelak dan mengingat masih terdapat perbedaan penurunan, maka perlu diadakan perkiraan mengenai bentuk lengkung permukaan konstruksi yang baik.

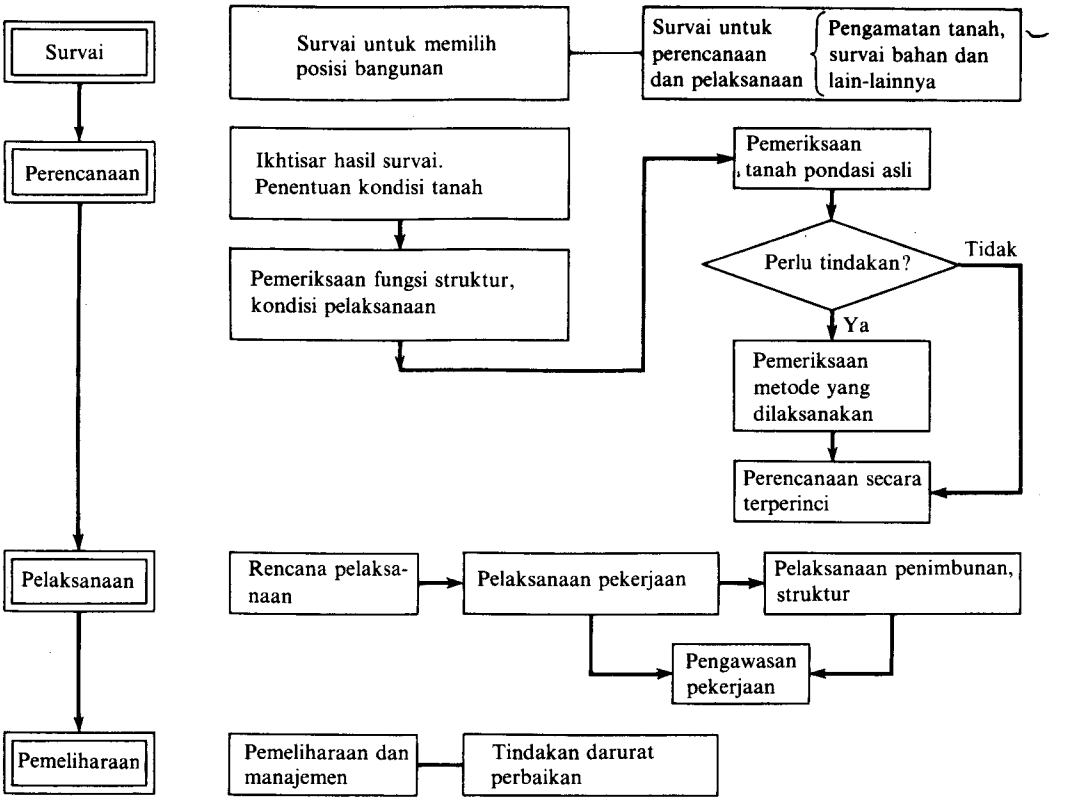
Bilamana suatu badan tanggul jalan dibangun di atas suatu lapisan yang lunak, perbedaan penurunan selalu akan mengakibatkan terjadinya gelombang-gelombang jalan yang harus sering diperbaiki.

Pada tanggul jalan yang tinggi, beban lalu-lintas itu terbagi rata pada badan tanggul sehingga hanya mempunyai pengaruh yang kecil terhadap lapisan dasar yang lunak sedangkan pada tanggul jalan yang rendah pengaruh beban lalu lintas terhadap lapisan dasar cukup besar. Di samping itu, pada tanggul yang rendah, kekuatan geser badan tanggul akan sangat berkurang oleh naiknya muka air tanah, sehingga perbedaan penurunan dan deformasinya adalah relatif besar. Badan tanggul yang menyebabkan gejala-gejala demikian adalah badan tanggul yang hanya mencapai ketinggian 2–2½ m atau kurang.

Pada badan tanggul yang rendah, sebelumnya harus diadakan tindakan yang dapat mengatasi perbedaan penurunan dan deformasi akibat beban lalu lintas.

Prosedur umum mengenai tindakan terhadap lapisan dasar yang lunak, sebaiknya dilakukan sesuai dengan prosedur yang diperlihatkan dalam Gbr. 11.1.

Dalam paragraf 11.3 dan sisa bagian bab ini akan dikemukakan tindakan-tindakan untuk perencanaan yang dibagi dalam 2 bagian yakni perencanaan untuk pondasi pada tanah kohesip dan pondasi pada tanah berpasir.



Gbr. 11.1 Prosedur tindakan pekerjaan untuk lapisan lunak.

Bilamana untuk pekerjaan tanah pada lapisan yang lunak digunakan alat berat, maka kadang-kadang pergerakan alat ini sangat tidak lancar yang disebabkan oleh drainasi yang tidak baik atau gaya geser yang kecil sehingga prestasi alat sangat rendah.

Untuk meningkatkan daya gerak alat berat, maka pada tanah yang lunak itu dapat ditaburi krikil atau jika diminta, tekstur permukaan tanah lunak itu diperbaiki dengan menggunakan bahan kimia.

Perbaikan tanah dasar di dekat permukaan sering dilakukan dengan bahan-bahan yang digunakan sebagai lapisan dasar dari jalan. Bilamana perbaikan tanah dasar seperti tersebut di atas tidak dapat menjamin kekuatan yang cukup, maka bagian tanah dasar itu dipasang batu atau kapur yang dicampur setempat. Bilamana sifat-sifat bahan tanah dasar jalan itu tidak cukup baik maka perbaikan tanah untuk seluruh badan tanah jalan dilakukan pada tempat penggalian dengan campuran bahan kimia.

Bilamana pada suatu lapisan tanah pondasi yang dangkal diperlukan perbaikan, maka kadang-kadang diperlukan tindakan untuk menjamin kelancaran alat-alat berat, menjamin kekuatan lapisan dasar, mencegah penurunan lapisan tanah di sekitar penggalian dan mencegah dasar galian terangkat atau rembesan air. Untuk mencegah merembesnya air tanah dari sekeliling galian, dapat juga digunakan metode pembekuan. Dalam paragrap 11.5 akan dikemukakan keterangan singkat mengenai perbaikan tanah pondasi dari lapisan yang dangkal.

11.2 Klasifikasi Metode Perbaikan Lapisan Tanah Dasar Yang Lunak

Dalam paragrap 11.1 telah dikemukakan garis besar masalah-masalah yang dihadapi dalam pekerjaan-pekerjaan pada lapisan tanah yang lunak. Lihat ringkasan dalam Tabel 11.1.

Tujuan dari perbaikan tanah pondasi adalah untuk memperbaiki kondisi tanah pondasi itu, kemudian mengambil tindakan yang tepat terhadap masalah-masalah seperti yang tercantum dalam Tabel 11.1.

Di samping ketentuan mengenai kondisi tanah pondasi seperti yang dikemukakan dalam paragrap terdahulu, harus diadakan ketentuan juga mengenai bentuk dan dimensi konstruksi yang menyangkut berat satuan, tekanan pada dasar, kecepatan penimbunan, kecepatan pelaksanaan konstruksi dan tegangan dalam tanah akibat pembebanan. Kemudian dihitung penurunan atau stabilitas, besarnya faktor keamanan, waktu penurunan dan kerusakan tanah pondasi sesuai dengan yang dikemukakan dalam Bab 2.

Bilamana terdapat masalah-masalah seperti yang dikemukakan dalam Tabel 11.1, maka perbaikan karakteristik-karakteristik teknik dari tanah yang akan diadakan dengan maksud untuk memperbaiki kondisi tanah pondasi itu, dapat dibagi sebagai berikut:

1) Perbaikan karakteristik geseran bertujuan untuk menghindarkan kerusakan tanah pondasi, menghindarkan deformasi geseran dan pengurangan tekanan tanah.
2) Perbaikan kemampatan bertujuan untuk memperpendek waktu penurunan karena konsolidasi dan menghindarkan penurunan residual.
3) Pengurangan permeabilitas bertujuan untuk menghindarkan bocoran dan seterusnya.
4) Perbaikan karakteristik yakni bertujuan untuk mengurangi vibrasi dan menghindarkan liquefaction sewaktu terjadi gempa bumi. Peristiwa liquefaction akan dikemukakan dalam paragrap 11.4.

Peningkatan kekuatan geser tanah, dapat diadakan dengan salah satu tindakan sebagai berikut: perbaikan pengikatan antara butir-butir untuk meningkatkan kohesi

Tabel 11.1 Masalah pada pekerjaan yang dilakukan pada lapisan lunak.

	Penurunan	Daya dukung, kemantapan	Lainnya
Gaya-gaya yang bekerja	1) Penurunan total atau perbedaan penurunan pada bangunan tanggul dan bagian instalasinya 2) Gesekan negatif yang diberi kepada pondasi bangunan 3) Penurunan karena konsolidasi dari tanah di sekitar penimbunan atau bangunan karena beban timbunan atau beban bangunan 4) Penurunan tanah dalam daerah luas	1) Keruntuhan timbunan disertai dengan geseran tanah pondasi 2) Penurunan daya dukung dari bangunan pondasi 3) Perpindahan dan pecahnya bangunan disebabkan beban eksentris dan tekanan tanah 4) Naiknya tanah sekitar karena beban timbunan atau beban bangunan	1) Getaran sekitar tanah pondasi oleh beban lalu-lintas atau lainnya 2) Liquefaction tanah pondasi bila terjadi gempa bumi 3) Bocornya tanah pondasi seperti dam atau tanggul 4) Pengaruh lalu-lintas selama pelaksanaan
Pekerjaan galian	1) Penurunan tanah di sekitarnya yang menyertai penggalian 2) Penurunan karena konsolidasi, pada tanah pondasi yang disebabkan berubahnya muka air tanah	1) Keruntuhan tebing galian 2) Naiknya dasar galian 3) Peningkatan tekanan tanah disertai dengan adanya tegangan, tekanan eksentrik, pelonggaran dan pengembangan	1) Penyaringan air rembesan 2) Quicksand, piping

antara butir-butir.

Untuk tanah pondasi dari tanah kohesip, perbaikan karakteristik geseran diadakan dengan meningkatkan kerapatan tanah yang dapat dicapai dengan pengadaan drainasi sehingga kohesi tanah meningkat. Sebaliknya untuk tanah pondasi dari tanah berpasir yang lepas, karakteristik geseran dapat ditingkatkan dengan metode pemadatan yang meningkatkan tahanan geser tanah itu.

Selanjutnya perbaikan karakteristik lapisan tanah yang dangkal yang tidak cukup gradasinya hanya dapat diadakan dengan mengubah gradasi sehingga kerapatannya meningkat atau perbaikan dengan menambahkan bahan stabilitas.

Perbaikan kemampatan tanah diadakan dengan meningkatkan kekokohan kerangka butir-butir atau dengan mengusahakan pengurangan volume pori supaya deformasi tanah itu tetap. Jadi, jika deformasi oleh konsolidasi tanah pondasi dari tanah kohesip telah dilaksanakan lebih dahulu dengan beban yang cukup besar, maka penurunan residual sesudah bangunan dilaksanakan akan dapat direduksi seminimum mungkin.

Untuk memperkuat kekokohan kerangka butir, dapat digunakan tambahan atau injeksi bahan pengikat/stabilisasi.

Metode ini dapat memperkuat kaitan antar butir-butir atau membuat air dalam pori itu menjadi beku.

Perpendekan waktu penurunan (*time of settlement*) oleh konsolidasi, dapat dilaksanakan dengan memperpendek jarak drainasi yakni dengan memasang lapisan permeabel buatan atau dengan gaya elektrokimia.

Penambahan dan injeksi bahan stabilisasi atau metode pembekuan untuk memperbaiki kemampatan tanah adalah berguna juga untuk menutup rembesan air atau untuk memantapkan kekedapan air.

Prinsip dasar perbaikan tanah pondasi itu pada dasarnya adalah memperbaiki karakteristik mekanis tanah seperti yang telah dikemukakan terdahulu. Ada dua metode yang digunakan untuk memperbaiki tanah pondasi yakni metode yang meningkatkan kerapatan tanah dengan pemadatan tanah atau mengeluarkan air yang terkandung dalam tanah dan metode yang mengkonsolidasi tanah dengan penambahan atau injeksi bahan stabilisasi. Dewasa ini, kedua metode ini adalah metode yang sering digunakan dalam usaha-usaha perbaikan tanah pondasi.

Metode perbaikan yang diterapkan pada lapisan yang agak dangkal adalah berbeda dengan metode yang diterapkan pada lapisan yang agak dalam. Meskipun kedua metode ini secara teknis berbeda satu dengan yang lain, pada dasarnya metode-metode ini adalah sama karena stabilisasi itu dicapai oleh peningkatan kerapatan atau konsolidasi tanah.

Berikut ini akan dikemukakan metode perbaikan tanah pondasi untuk lapisan dasar yang agak dalam.

Di samping metode perbaikan karakteristik mekanis dari tanah, maka di antara metode-metode yang dipakai untuk perbaikan tanah pondasi terdapat metode penggantian tanah yang kurang baik dengan tanah yang baik atau metode yang memperkuat tanah dengan lembaran yang tipis atau jaringan. Ada pula metode yang menggunakan timbunan tanah sebagai imbangan berat (*counterweight*) atau memperpanjang jangka pelaksanaan sehingga terjadi pengaruh pemampatan dengan perlahan-lahan tanpa menerapkan perbaikan tanah yang sebenarnya. Dalam Tabel 11.2 dicantumkan metode-metode tersebut di atas.

Mengingat pengaruh setiap metode itu berbeda-beda, maka metode yang digunakan itu harus sesuai dengan karakteristik lapisan lunak, jenis bangunan dan metode pelaksanaan.

Suatu tindakan perbaikan itu umumnya tidak hanya menghasilkan suatu hasil perbaikan, melainkan beberapa hasil perbaikan. Di samping diperoleh tujuan utamanya, sering juga bersama-sama diperoleh hasil sekundernya. Umpamanya, suatu drainasi vertikal yang terutama ditujukan untuk mempercepat penurunan oleh konsolidasi karena perpendekan jarak drainasi sekaligus juga meningkatkan kekuatan tanah itu. Tabel 11.2 mencantumkan secara terpisah hasil sekunder yang dicapai.

11.3 Perbaikan Lapisan Tanah Dasar Yang Lunak Dan Kohesip

Mengingat lapisan tanah pondasi yang terdiri dari lapisan dasar yang lunak dan kohesip itu rumit, beserta karakteristik mekanisnya yang sulit, kadang-kadang penggalian untuk pondasi bangunan itu sulit dilaksanakan meskipun sudah diadakan tindakan pengamanan.

Meskipun sebelum pelaksanaan telah diadakan perencanaan yang terperinci berdasarkan survai yang lengkap, adalah hampir tidak mungkin untuk meramal secara tepat mengenai tabiat tanah pondasi itu selama pelaksanaan konstruksi.

Jadi, dalam menghadapi suatu pelaksanaan di atas jenis tanah pondasi demikian, diperlukan suatu persiapan yang lengkap seperti yang dikemukakan dalam paragrap di bawah ini.

1) Sesudah diadakan pemeriksaan kembali dan perbandingan dari kondisi dan spesifikasi dalam gambar dan kondisi sebenarnya di lapangan, maka harus dibuatkan bagan pelaksanaan yang dapat memenuhi kwalitas, hasil kerja dan jalannya pekerjaan.
2) Pelaksanaan pekerjaan diadakan secara berhati-hati berdasarkan bagan pelaksanaan.

Tabel 11.2 Metode perbaikan tanah pondasi.

Metode pelaksanaan		Perincian metode	Pengaruh metode	Pengaruh metode						
				Imbangan ukuran untuk penurunan		Imbangan ukuran untuk stabilitas				
				Timbulnya penurunan karena konsolidasi	Jumlah total pengurangan penurunan	Batasan deformasi geser	Batasan pengurangan kekuatan	Timbulnya kenaikan	Pemberian ketahanan gelincir	Pencegahan terhadap liquefaction
Metode perbaikan permukaan		Metode drainasi permukaan, metode hamparan pasir, metode bahan lapisan, metode penambahan	Memudahkan perbaikan mekanis pada lapisan lunak atau timbunan dengan mencurahkan pasir, mesh dan fascine dan sebagainya pada permukaan tanah pondasi, memperbaiki permukaan tanah pondasi dengan kapur atau semen, atau memperbaiki drainasi. Dalam hal hamparan pasir, berbeda dari metode lainnya dalam susunan lapisan drainase untuk drainasi konsolidasi, bila suatu metode sehubungan drainasi konsolidasi sebagai metode drainasi vertikal dipakai. Kebanyakan digunakan bersama-sama dengannya			○	○	○	○	
Metode Perpindahan		Metode pemindahan galian, metode pemindahan paksa	Metode di mana sebagian atau seluruhnya lapisan lunak dipindahkan dengan menggantikannya dengan bahan bermutu baik; memberikan ketahanan geser dengan pemindahan; faktor keamanan bertambah dan juga penurunan mengecil dekat bagian yang dipindahkan; nama bervariasi menurut metode pemindahan, dengan penggalian, dengan dorongan dengan berat timbunan atau dengan desakan.		○	○			○	
Metode imbangan berat		Metode imbangan berat, metode lereng landai	Mencegah timbunan dari gelincir dengan membuat imbangan berat pada sisi timbunan atau meningkatkan momen penahan melawan gelincir dengan membuat permukaan lereng menjadi landai. Sisi penimbunan tidak boleh menaik tiba-tiba, karena itu aliran sisi menjadi kecil. Setelah kekuatan meningkat dengan konsolidasi, imbangan berat dipindahkan (dalam beberapa hal)			○			○	
Drainasi konsolidasi dari lapisan lunak dan kohesip	Metode pembebanan dengan kecepatan rendah	Metode peningkatan beban perlahan-lahan, metode pembebanan bertahap	Timbunan meningkat perlahan dan memerlukan waktu untuk melaksanakan; diharapkan peningkatan kekuatan karena konsolidasi; karenanya timbunan menjadi aman meskipun bila timbunan dilakukan metode pemantapan; nama bervariasi menurut metode pembebanan, seperti menambah kemiringan timbunan perlahan-lahan atau membuat kemiringan timbunan yang baru setelah timbunan penyokong sementara selesai untuk meningkatkan kekuatan tanah. Dalam banyak keadaan digunakan bersamaan dengan metode lainnya seperti metode drainasi, vertikal			○	●			
	Metode pembebanan	Metode pembebanan, metode pembebanan atmosfir, metode pengurangan air tanah	Setelah beban diberikan sebelumnya pada tanah pondasi di mana tanggul atau bangunan direncanakan untuk menimbulkan penurunan, bangunan dalam rencana didirikan untuk mengurangi penurunan bangunan seperti beban pembebanan, biasanya digunakan timbunan; suatu metode yang mempergunakan tekanan efektif yang meningkat dengan berkurangnya air tanah dengan memakai air, tekanan atmosfir atau titik sumur; metode ini termasuk dalam kategori ini	●				○		
	Metode drainase vertikal	Metode drainasi pasir, metode selubung cardboard	Kolom pasir atau cardboard ditempatkan pada jarak yang selayaknya dalam arah vertikal ke dalam tanah fondasi untuk mengurangi jarak vertikal drainasi konsolidasi dan penurunan akibat konsolidasi ditingkatkan, bersamaan dengan penaikan kekuatan. Untuk metodenya sendiri, ada berbagai metode seperti metode mengisikan kolom pasir dengan kantong atau tabung pelindung metode dengan menggunakan tali sebagai ganti cardboard Untuk metode pelaksanaan, beberapa metode seperti metode di mana tiang baja dimasukkan atau ditekan dengan getaran dan kemudian kolom pasir dibentuk atau kolom pasir dibentuk dengan pengeboran memakai air pancar	●		○		○		
	Metode pemampatan pasir	Metode tiang pasir termampatkan	Tiang-tiang pasir termampatkan dibuat di tanah pondasi untuk memadatkan lapisan lunak dan pada saat yang sama meningkatkan kemantapan dengan daya dukung tiang-tiang pasir, sehingga mengarah pada pengurangan penurunan; juga berakibat meningkatkan penurunan akibat konsolidasi dengan cara yang sama pada drainasi pasir. Untuk metode pelaksanaan, menurut kategorinya, terdapat beberapa macam metode seperti dengan pemancangan dengan getaran atau dengan menggunakan kerikil sebagai ganti pasir	○	○	○			○	○
Pemampatan lapisan tanah pasir lepas	Metode pemampatan dengan getaran	Metode getaran apung (Vibroflotation)	Suatu penggetar silindris dimasukkan ke dalam tanah pasir lepas dan tanah pondasi dimampatkan dengan efek getaran dan pemberian air di sekitar bagian yang bergetar; Pada saat itu, dengan memberikan pasir atau kerikil di sekitar penggetaran, maka terbentuklah tiang-tiang pasir untuk merubah lapisan tanah pasir lepas menjadi lapisan pasir yang kompak. Selain itu, dalam metode pemampatan dengan getaran, juga ada metode yaitu menggetarkan tanah dengan penggetar besar yang ditempatkan di atas permukaan, atau metode di mana bahan peledak disusun dalam bentuk jala dan tanah pasir lepas yang akan diubah diledakkan sehingga menjadi tanah pasir yang kom-pak		○				○	○

Tabel 11.2 Metode perbaikan tanah pondasi.

Metode pelaksanaan	Perincian metode	Pengaruh medode	Pengaruh metode						
			Imbangan ukuran untuk penurunan		Imbangan ukuran untuk stabilitas				
			Timbulnya penurunan karena konsolidasi	Jumlah total pengurangan penurunan	Batasan deformasi geser	Batasan pengurangan kekuatan	Timbulnya kenaikan	Pemberian ketahanan gelincir	Pencegahan terhadap liquefaction
Metode pengkakuan	Metode tiang kapur, metode osmosa-elektris, metode grouting kimiawi	Dalam metode tiang kapur, suatu kolom dibuat dengan kapur yang cepat mengeras di dalam tanah pondasi, tanah pondasi terkonsolidasi dengan penarikan air atau kombinasi kimiawi dengan penyerapan; kemantapan meningkat dengan bertambahnya kekuatan tanah pondasi, bersamaan dengan itu maka penurunan berkurang; tidak hanya dibuat kolom dari kapur tetapi juga kolom dapat dibuat dengan mencampur kapur dengan bahan lainnya atau dengan tanah atau semen, sebagai pengganti kapur yang sering digunakan sebagai bahan utama		○				○	
Metode dengan pemakaian suatu bangunan	Metode tiang turap baja, metode pemasukan tiang, metode gorong-gorong, metode pelat	Tiang turap dimasukkan ke tanah di samping timbunan untuk mengurangi pemindahan ke samping dari tanah pondasi, sehingga menghasilkan perbaikan kemantapan, oleh karenanya naiknya tanah di sekitar tersebut atau pengaruh penurunan berkurang; dalam beberapa hal, tiang-tiang pracetak (precast) dimaksudkan untuk mendapatkan effek yang sama; dalam hal ini kadang-kadang tiang dimasukkan juga di bagian bawah timbunan dengan maksud supaya bekerja sebagai tiang penahan atau tiang geser, semuanya ini dimaksudkan untuk meningkatkan kemantapan timbunan itu sendiri dan mengurangi penurunan. Suatu metode di mana pelat-pelat ditempatkan pada tiang penahan untuk perbaikan timbunan dan pelat itu berfungsi sebagai tiang penahan; timbunan yang dilaksanakan dengan cara itu disebut metode pelat yang kadang-kadang dipakai untuk timbunan di belakang kepala jembatan. Apabila beban terlalu besar dan timbunan tidak mantap, terutama penurunan yang besar, maka kadang-kadang dipakai gorong-gorong; selanjutnya, dalam beberapa metode disusun tiang berulir untuk penimbunan sebagai ganti gorong-gorong. Apabila biaya pekerjaan imbangan ukuran meninggi dan pemeliharaanya juga menjadi masalah bila penimbunan tetap dilaksanakan maka kadang-kadang dipakai macam bangunan yang ditingkatkan		○ (kecuali medode papan turap)	○			○	

◎: Hasil utama
○: Hasil sampingan

3) Pengawasan pekerjaan harus dititik beratkan pada pengontrolan stabilitas dan penurunan. Pengamatan yang diperlukan harus diadakan karena akan membantu pengambilan keputusan yang tepat.
4) Dari hasil pengawasan pekerjaan akan diperoleh pengetahuan mengenai perubahan kondisi, sehingga dapat diadakan perubahan rencana dan bagian kerja yang dapat mengatasi perubahan tersebut.
5) Perlu dipersiapkan suatu tindakan darurat terhadap suatu kemungkinan keruntuhan tanah pondasi. Untuk ini diperlukan suatu persiapan mengenai karyawan, mesin-mesin dan bahan-bahan yang digunakan.

Tindakan-tindakan pengamanan harus dilaksanakan lebih dahulu, sehingga stabilisasi tanah pondasi itu telah terlaksana sebelum pelaksanaan pekerjaan dimulai.

Berikut ini akan dikemukakan metode-metode mengenai tindakan pengamanan terhadap tanah pondasi yang dalam dan sering digunakan di Jepang seperti yang dicantumkan dalam petunjuk pekerjaan tanah untuk jalan yang diterbitkan oleh "Japan Road Association."

Metode penimbunan imbangan berat (*counterweight*) atau metode penggunaan bahan lembaran (*sheet*) yang tipis tidak dapat dianggap sebagai metode yang memperbaiki karakteristik mekanis dari tanah pondasi. Tetapi mengingat metode-metode ini dapat menghasilkan pengaruh seperti tindakan pengamanan terhadap lapisan lunak, maka telah ditetapkan untuk mengemukakan metode-metode itu dengan asumsi bahwa metode-metode itu termasuk kategori perbaikan tanah pondasi yang terdiri dari tanah yang lunak dan kohesip.

Dewasa ini terdapat bermacam-macam teknik perbaikan lapisan tanah pondasi yang lunak. Oleh perbedaan penggunaan bahan-bahan, mesin-mesin atau metode

pelaksanaan, maka meskipun berdasarkan prinsip yang sama, seringkali metode yang sama itu mempunyai nama yang berbeda-beda. Berdasarkan hal-hal ini, maka berikut ini akan dikemukakan penjelasan umum mengenai kelompok metode yang mempunyai prinsip yang sama, bukan penjelasan setiap metode itu tersendiri.

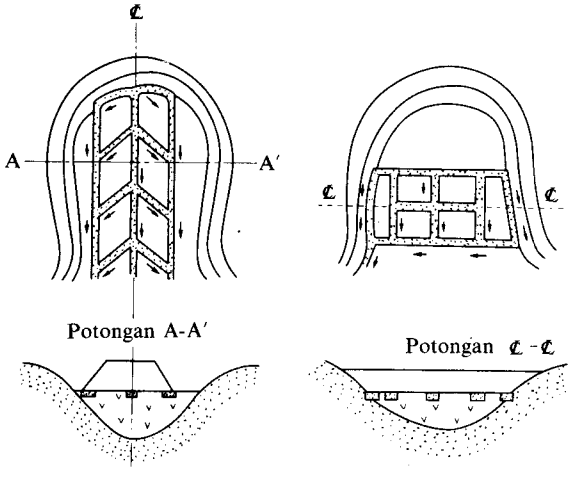
11.3.1 Metode Perbaikan Permukaan

Metode ini dapat diterapkan bilamana lapisan permukaan tanah itu sangat lunak. Tujuan metode ini adalah untuk meningkatkan kekuatan tanah di sekitar permukaan tanah dengan menggunakan drainasi, bahan lembaran tipis dan bahan-bahan tambahan. Permukaan tanah akan terhindar dari deformasi geser lokal, alat-alat berat dapat bekerja dengan lancar dan beban timbunan akan didistribusi secara merata ke tanah dasar. Dalam kelompok metode jenis ini termasuk antara lain metode drainasi-permukaan (*surface drainage method*), metode alas pasir (*sand mat method*), metode bahan lembaran tipis (*sheet material*), metode bahan tambahan dan lain-lain. Metode bahan-bahan tambahan akan dijelaskan dalam paragrap 11.5.

(*1*) *Metode drainasi permukaan:* Yang dimaksud dengan metode ini adalah penggalian saluran di permukaan tanah sebelum pelaksanaan penimbunan untuk mengalirkan air permukaan dan mengurangi kadar air tanah sehingga memungkinkan alat-alat berat bergerak. Seringkali saluran itu diisi dengan kerikil yang mempunyai permeabilitas yang baik yang dapat berfungsi sebagai drainasi parit (drainasi penampang tertutup) sehingga pelaksanaan dapat berlangsung dengan lancar di atasnya.

Pelaksanaan saluran drainasi seperti terlihat dalam Gbr. 11.2 harus mempertimbangkan perubahan gradien air tanah yang dapat terjadi oleh penurunan tanah akibat penimbunan sehingga air tidak akan mengalir dari saluran ke dalam lokasi pembangunan. Dimensi saluran umumnya adalah kira-kira 0,50 m lebar dan 0,50–1,00 m dalam dan diisi dengan pasir atau kerikil seperti yang dikemukakan di atas.

(*2*) *Metode alas pasir* (*sand mat method*)*:* Di atas lapisan lunak itu dihamparkan pasir



(a) Arah aliran air sejajar dengan timbunan

(b) Arah aliran air berpotongan dengan penimbunan dalam arah tegak lurus

Gbr. 11.2 Pengaturan saluran dalam metode drainasi permukaan.

secara merata setebal kira-kira 0,50–1,20 m yang mempunyai fungsi sebagai drainasi bagian atas pada proses konsolidasi lapisan lunak itu. Biasanya di samping lapisan pasir ini sering dibuatkan juga drainasi vertikal, tetapi bilamana lapisan lunak itu tidak tebal, maka kadang-kadang cukup digunakan hamparan lapisan pasir. Pasir yang cocok untuk digunakan sebagai alas pasir ini adalah pasir yang mempunyai fraksi kurang dari 3% melalui ayakan 74 μ. Dalam pelaksanaan, alas pasir ini tidak boleh dibebani berlebih-lebihan oleh alat-alat yang digunakan. Bila bahan timbunan yang digunakan itu merupakan jenis tanah lanau yang mempunyai permeabilitas yang sangat kecil, maka harus diusahakan supaya ujung tepi alas pasir yang dihamparkan itu tidak akan tersumbat.

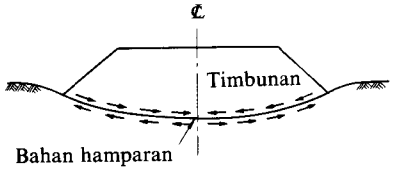
Tebal lapisan alas pasir itu harus menjamin kelancaran pekerjaan alat-alat berat. Untuk itu dianjurkan agar menggunakan harga standar seperti yang dikemukakan dalam Tabel 11.3.

Tabel 11.3 Tebal standar hamparan pasir.

Daya dukung permukaan konus (kg/cm^2)	Tebal hamparan pasir (cm)
2,0 dan lebih	50
2,0–1,0	50–80
1,0–0,75	80–100
0,75–0,5	100–120
0,5 dan kurang	120

Mengingat alas pasir dapat mengakibatkan bocoran pada tanggul-tanggul penahan air seperti tanggul sungai, maka alas pasir itu tidak boleh dibuat terlalu tebal atau dibuat dari bahan yang kasar seperti kerikil.

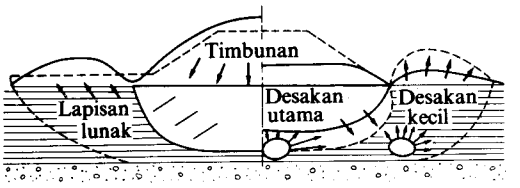
(*3*) *Metode bahan hamparan* (*penutup*) *yang tipis* (*Method of sheet materials*): Metode ini menggunakan lembaran atau jaringan serat kimia yang diletakkan di atas lapisan yang lunak. Penimbunan kemudian dilaksanakan di atas lembaran yang diletakkan ini. Tujuan metode ini adalah untuk menjamin lalu lintas alat-alat berat atau untuk memperbaiki daya dukung tanah pondasi itu (Gbr. 11.3). Beban tanggul dapat didistribusi secara merata oleh lembaran ini yang juga menanggulangi penurunan lokal. Kekuatan regang (tensile strength) lembaran dapat juga memberikan perlawanan aliran horisontal tanah pondasi.



Gbr. 11.3 Metode bahan hamparan.

11.3.2 Metode Perpindahan (*Displacement method*)

Pada metode ini, lapisan yang lunak diganti dengan bahan tanah yang baik untuk memperbaiki daya dukung tanah pondasi dan mengurangi besarnya penurunan akibat konsolidasi. Metode ini dapat dibagi dalam dua jenis. Pertama, sesudah penggalian lapisan yang lunak dengan alat berat, bahan tanah yang baik dimasukkan dan dipadatkan (Gbr. 11.4) dan kedua tanah yang lunak itu didesak dengan beban timbunan tanah yang baik atau didesak dengan ledakan.



(a) Metode perpindahan dengan berat sendiri timbunan (b) Metode perpindahan dengan desakan

Gbr. 11.4 Metode perpindahan.

Pemindahan dengan penggalian dapat dibagi dalam dua jenis yakni penggalian yang mencakup seluruh lebar dasar penimbunan dan penggalian sebahagian lebar dasar penimbunan. Bilamana masalah utama yang dihadapi adalah penurunan akibat konsolidasi, maka lapisan lunak yang terletak di dasar pembangunan itu yang menjadi tujuan penggalian. Dalam menghadapi masalah longsoran maka lapisan lunak di bawah permukaan lereng yang harus digali.

Dalam kedua hal ini, dalamnya penggalian dan besarnya penurunan harus diperkirakan berdasarkan perhitungan konvensional dengan mempertimbangkan tetapan kekuatan tanah yang dipindahkan itu.

Umumnya pemindahan dengan penggalian adalah lebih baik dari pada pemindahan yang didesak. Metode ini hanya cocok diterapkan untuk lapisan lunak yang dangkal, yakni kurang dari 3 m dan bilamana penimbunan perlu dilaksanakan dalam waktu yang singkat.

11.3.3 Metode Timbunan Imbangan-Berat (*Counterweight fill method*)

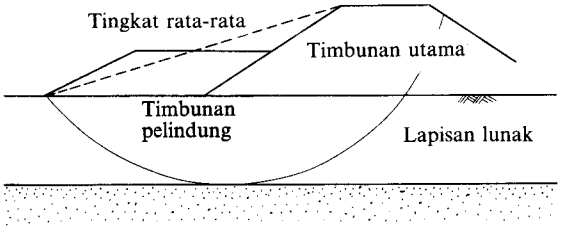
Maksud metode ini terutama adalah untuk mengimbangi sisi tanggul supaya stabil, bilamana tidak diperoleh faktor keamanan yang diperlukan terhadap longsoran selama penimbunan dilaksanakan.

Dalam Gbr. 11.5 dapat dilihat bahwa dengan metode ini kemiringan rata-rata lereng timbunan menjadi kecil, sehingga momen penahanan terhadap longsoran untuk lingkaran kritis yang mempunyai faktor keamanan terkecil itu meningkat. Jadi dengan metode ini, stabilitas timbunan meningkat.

Akan tetapi, mengingat metode ini membutuhkan pelebaran dasar timbunan, maka kemungkinan besar metode ini tidak ekonomis bilamana pembebasan tanah pada lokasi pembangunan itu sulit atau bahan timbunan yang akan digunakan itu mahal.

Pada rencana dapat dilihat bahwa effektifitas metode ini tidak dapat diragukan lagi. Metode ini adalah sangat berguna juga digunakan sebagai tindakan untuk mengatasi timbunan yang sangat tidak stabil atau terhadap longsoran timbunan yang terus terjadi sementara pelaksanaan timbunan berlangsung atau untuk pekerjaan perbaikan/ pengamanan tanggul. Contoh penerapan metode ini banyak terdapat di Jepang.

Bilamana metode imbangan berat diterapkan sejak permulaan pembuatan rencana, maka biasanya analisa stabilitasnya diadakan secara kontinu. Imbangan berat yang



Gbr. 11.5 Metode imbangan berat.

dibutuhkan dari momen penahan yang diperlukan pada lingkaran kritis longsoran, kemudian ditentukan bentuk penampang melintang timbunan imbangan berat itu.

Sebaliknya, bilamana metode ini digunakan sebagai tindakan darurat atau tindakan perbaikan, maka harus diselidiki letak bidang longsoran yang terjadi. Dalam analisa stabilitas, bidang ini diambil sebagai lingkaran kritis. Kekuatan tanah pondasi kemudian dihitung untuk menentukan dimensi timbunan imbangan berat.

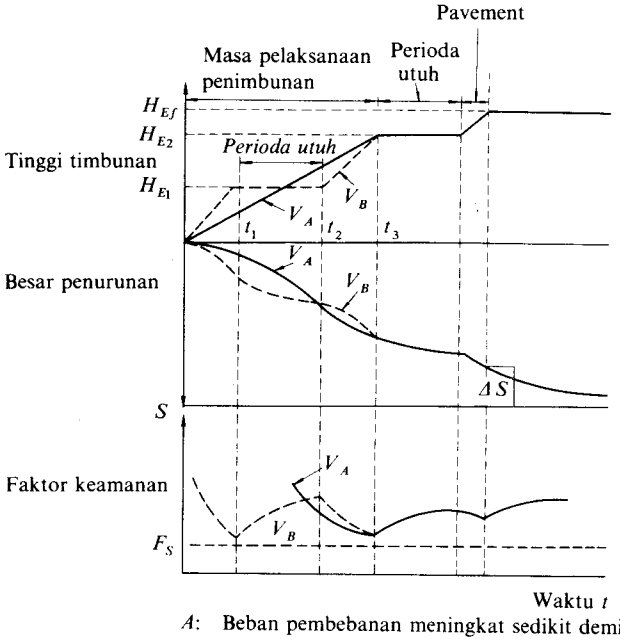
11.3.4 Metode Pembebanan Perlahan-Lahan

Metode ini diterapkan bilamana kekuatan geser tanah pondasi itu tidak besar dan cenderung akan runtuh jika timbunan dilaksanakan dengan cepat. Untuk menghindarkan keruntuhan itu, maka kecepatan pekerjaan timbunan harus diperlambat.

Ada dua metode untuk memperlambat kecepatan pelaksanaan yakni metode peningkatan tinggi timbunan secara bertahap dan metode peningkatan tinggi timbunan secara kontinu dan berangsur-angsur. Dalam setiap metode, tanah pondasi itu dikonsolidasi oleh beban timbunan. Oleh peningkatan kekuatan yang mengikuti kemajuan tahapan konsolidasi, maka dalam perencanaan tidak diterapkan pendekatan tertentu. Akan tetapi kecepatan pelaksanaan ditentukan dengan mengadakan analisa stabilitas dan penurunan pada setiap tahap pembebanan.

Metode ini membutuhkan waktu yang cukup lama, tetapi tidak membutuhkan peralatan pembangunan dan bahan tertentu. Metode ini hanya ekonomis untuk dilaksanakan bilamana tersedia waktu pelaksanaan yang cukup dan umumnya selalu dipilih lebih dahulu sebagai tindakan terhadap lapisan tanah pondasi yang lunak daripada metode-metode yang lain atau dikombinasi dengan metode lain.

Umumnya penurunan yang disebabkan oleh konsolidasi berlangsung lebih cepat bilamana lapisan lunak itu tipis atau bilamana panjang drainasi lapisan lunak itu pendek oleh adanya lapisan pasir yang tipis dalam lapisan itu. Dalam hal sedemikian, maka



A: Beban pembebanan meningkat sedikit demi sedikit
B: Beban pembebanan meningkat secara bertahap

Gbr. 11.6 Perbandingan kecepatan pelaksanaan.

metode pembebanan perlahan-lahan dapat diterapkan dengan baik.

Untuk mengetahui tingkat konsolidasi, diperlukan suatu pengamatan konsolidasi berdasarkan perubahan besarnya penurunan atau tekanan air pori dengan memasang alat pengukuran penurunan atau pengukur tekanan air pori.

11.3.5 Metode Pembebanan

Metode ini diterapkan untuk mengusahakan konsolidasi lapisan yang lunak dan memperbesar gaya geser tanah pondasi. Untuk mengusahakan konsolidasi, beban konsolidasi itu ditempatkan terlebih dahulu sebelum konstruksi utama dilaksanakan.

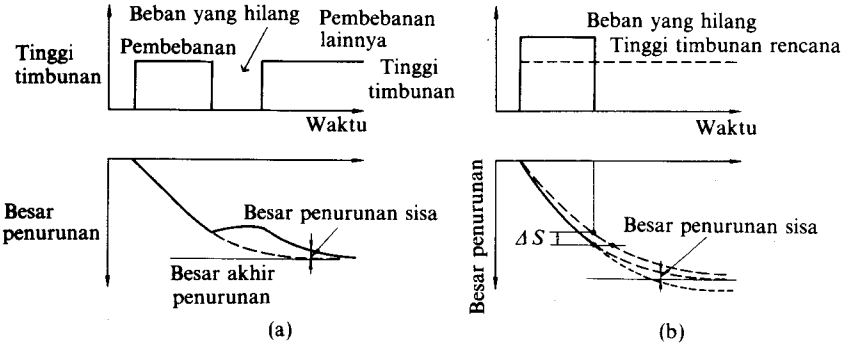
Suatu metode yang disebut pra-pembebanan (*pre-loading*) adalah penimbunan beban yang sama besarnya dengan beban konstruksi yang akan dilaksanakan yang kemudian disingkirkan sewaktu konstruksi mulai dilaksanakan. Bilamana beban penimbunan melebihi beban konstruksi yang direncanakan, maka metode itu disebut metode beban tambahan (*surcharge method*).

Di samping itu terdapat metoda konsolidasi dengan menurunkan muka air tanah. Dengan demikian tekanan effektif tanah pondasi meningkat dan berfungsi sebagai beban konsolidasi. Selanjutnya terdapat metode yang menutup permukaan tanah dengan lembaran tipis yang kedap udara. Ruang antar lembaran dan permukaan tanah dijadikan hampa udara sehingga tekanan atmosfir dapat dimanfaatkan sebagai beban konsolidasi. Metode-metode ini disebut berturut-turut metode penurunan muka air tanah dan metode tekanan atmosfir.

Mengingat beban konsolidasi dari metode penurunan muka air tanah atau metode tekanan atmosfir ini terbagi rata, maka tidak diperlukan analisa stabilitas terhadap kerusakan tanah pondasi. Pada metode pra-pembebanan dan metode beban tambahan diperlukan analisa stabilitas. Tetapi penerapan metode penurunan muka air tanah dan metode tekanan atmosfir adalah terbatas dan mahal.

(*1*) *Metode pra-pembebanan* (*preloading method*) *dan metode beban tambahan* (*surcharge*)*:* Dalam Gbr. 11.7(a) dapat dilihat bahwa deformasi konsolidasi adalah tidak pulih kembali (*vireversible*). Jadi besarnya penurunan sisa (*residual settlement*) menjadi kecil.

Metode ini adalah berdasarkan karakteristik konsolidasi dari tanah yang kohesip seperti dikemukakan di atas. Dalam Gbr. 11.7(b) diperlihatkan prinsip penerapan metode ini yakni bilamana pembebanan itu lebih besar dari beban konstruksi yang direncanakan, maka penurunan sisa itu menjadi sangat kecil.



Gbr. 11.7 Metode beban pembebanan.

Meskipun metode-metode ini tidak menyebabkan kerusakan tanah pondasi, bilamana kekuatan tanah pondasi rendah, maka perlu dipertimbangkan penerapan bersama metode drainasi vertikal atau bersama pembebanan perlahan-lahan.

Bahan yang digunakan pada metode beban tambahan dapat digunakan pada bagian-bagian pekerjaan lain, sehingga adalah lebih effisien untuk menyusun bagan pelaksanaan pekerjaan tanah yang dapat memanfaatkan pemindahan tanah beban tambahan itu.

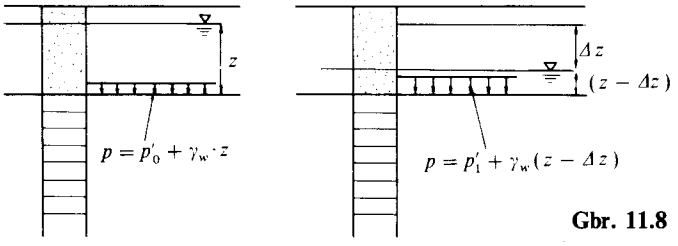
Untuk mengetahui tahapan penurunan yang disebabkan oleh konsolidasi diperlukan data lapangan yang diperoleh dengan pemasangan alat ukur penurunan atau alat ukur tekanan air pori.

(*2*) *Metode penurunan muka air tanah:* Metode ini adalah berdasarkan prinsip seperti yang diperlihatkan dalam Gbr. 11.8. Dengan menurunkan muka air tanah, tekanan effektif vertikal meningkat dari:

$$P_0' = P - \gamma_w \cdot z \tag{11.1}$$

menjadi

$$P_1' = P - \gamma_w(z - \Delta z) = P_0' + \Delta z \cdot \gamma_w \tag{11.2}$$



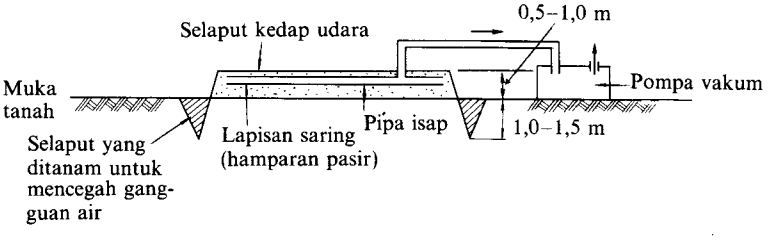
Gbr. 11.8 Metode penurunan air tanah.

Jadi peningkatan ini adalah sebanding dengan peningkatan 1 t/m^2 untuk penurunan muka air sebesar 1 m. Tinggi teoritis pemompaan ke atas bilamana digunakan titik sumur (*well point*) adalah 10,3 m akan tetapi mengingat kehilangan tinggi tekanan atau tenaga, penurunan muka air hanya akan mencapai 5,50–6,0 m.

Metode ini dapat diterapkan dengan effektif untuk tanah pondasi yang mempunyai lapisan pasir pada bagian atas dan bagian tengahnya dengan koeffisien permeabilitas sebesar kira-kira $k = 10^{-1} \sim 10^{-4}$ cm/det. Demikian pula metode ini dapat diterapkan untuk tanah pondasi yang terdiri dari tanah kohesip bilamana tanah pondasi mempunyai lapisan pasir tipis yang horisontal.

Volume air yang dipompa keluar oleh titik sumur akan menjadi besar bilamana terdapat danau atau sungai di sekitar lokasi pemompaan sehingga untuk mempertahankan muka air selama konsolidasi dibutuhkan biaya yang besar.

(*3*) *Metode pembebanan tekanan atmosfir:* Gbr. 11.9 memperlihatkan metode ini. Suatu



Gbr. 11.9 Metode pembebanan dengan tekanan atmosfir.

lapisan pasir diletakkan di atas lapisan yang lunak, kemudian ditutup dengan suatu selaput yang kedap udara. Udara dalam lapisan pasir dipompa keluar sehingga tekanan udara dapat dimanfaatkan sebagai beban konsolidasi.

Secara teoritis dapat diperoleh beban sebesar kira-kira 10 t/m^2, akan tetapi oleh adanya kebocoran maka dalam praktek hanya diperoleh tekanan sebesar 5–6 t/m^2. Biaya penggunaan pompa vakum adalah besar, sehingga pembebanan untuk suatu jangka waktu yang lama adalah tidak praktis.

11.3.6 Metode Drainasi Vertikal

Dengan metode ini, jarak antara drainasi untuk konsolidasi berkurang oleh kolom drainasi yang dibuat menembus lapisan-lapisan lunak tanah pondasi yang kohesip.

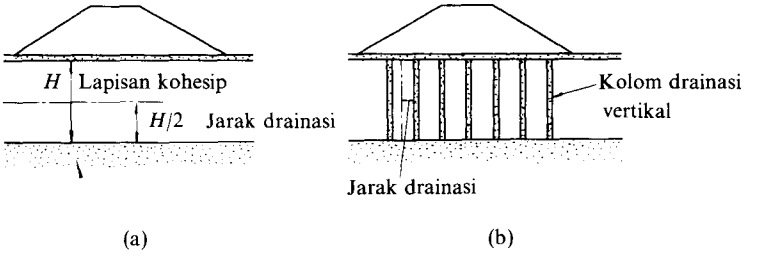
Dalam Gbr. 11.10 dapat dilihat bahwa jarak drainasi tanpa drainasi vertikal adalah $H/2$ (gambar a) sedangkan dengan drainasi vertikal, jarak drainasi adalah sama dengan jarak antara kolom-kolom drainasi.

Metode drainasi vertikal ini sering diterapkan bersama-sama dengan metode pembebanan perlahan-lahan atau dengan metode pembebanan.

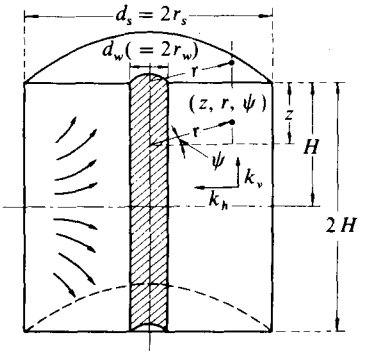
Ada beberapa jenis bahan yang digunakan untuk drainasi vertikal, sehingga drainasi-drainasi disebut juga sesuai bahan yang digunakan seperti metode drainasi pasir (*sand drain method*), metode drainasi sumbu kertas karton (*card board wicks drain method*) dan metode drainasi kertas plastik (*plastic board drain method*).

(*1*) *Metode drainasi pasir:* Drainasi pasir ini terdiri dari kolom-kolom pasir yang dibuat secara vertikal dalam lapisan tanah lunak. Metode ini dibagi dalam beberapa jenis, sesuai dengan metode pelaksanaannya yakni jenis dorongan (*driven type*), jenis vibroflotasi (*vibrofloation type*) jenis jet air (*water jet type*).

Waktu t yang diperlukan untuk konsolidasi lapisan tanah kohesip (Gbr. 11.11) sebelum digunakan metode drainasi adalah



Gbr. 11.10 Prinsip drainasi vertikal.



Gbr. 11.11 Konsolidasi karena drainasi pasir.

$$t = \frac{T_v}{C_v}\left(\frac{H}{2}\right)^2 \tag{2.22}$$

Sewaktu dibuatkan drainasi pasir, maka dengan assumsi bahwa tanah pondasi itu dapat diganti dengan suatu model silinder dan air pori mengalir secara horizontal ke arah drainasi pasir itu, waktu konsolidasi menjadi:

$$t = \frac{T_h}{C_h} d_e^2 \tag{11.3}$$

t: Waktu konsolidasi (hari)
T_h: Faktor waktu konsolidasi horisontal (tak berdimensi)
C_h: Koeffisien konsolidasi horisontal (m^2/hari)
d_e: Panjang efektif (m)

Bilamana ruang antara kolom pasir = d, maka,
Untuk susunan segitiga sama sisi, $d_e = 1{,}05\ d$
Untuk susunan bujur sangkar $d_e = 1{,}13\ d$

Jadi semakin pendek ruang antara kolom-kolom, semakin pendek pula waktu konsolidasinya.

Gbr. 11.12 memperlihatkan hubungan antara derajat konsolidasi U_h dan faktor waktu T_h dengan menggunakan parameter perbandingan antara panjang effektif d_e dan diameter kolom pasir d_w yakni $n = d_e/d_w$.

Umumnya drainasi vertikal itu sering diabaikan karena panjang effektif adalah lebih kecil dari tebal H dari lapisan lemah itu. Akan tetapi jika drainasi vertikal tidak dapat diabaikan, umpamanya karena tebal lapisan lempung yang kecil, maka derajat konsolidasi U dari lapisan lempung secara keseluruhan adalah:

$$U = 1 - (1 - U_h)(1 - U_v) \tag{11.4}$$

U_v: Derajat konsolidasi vertikal (Bab 2)

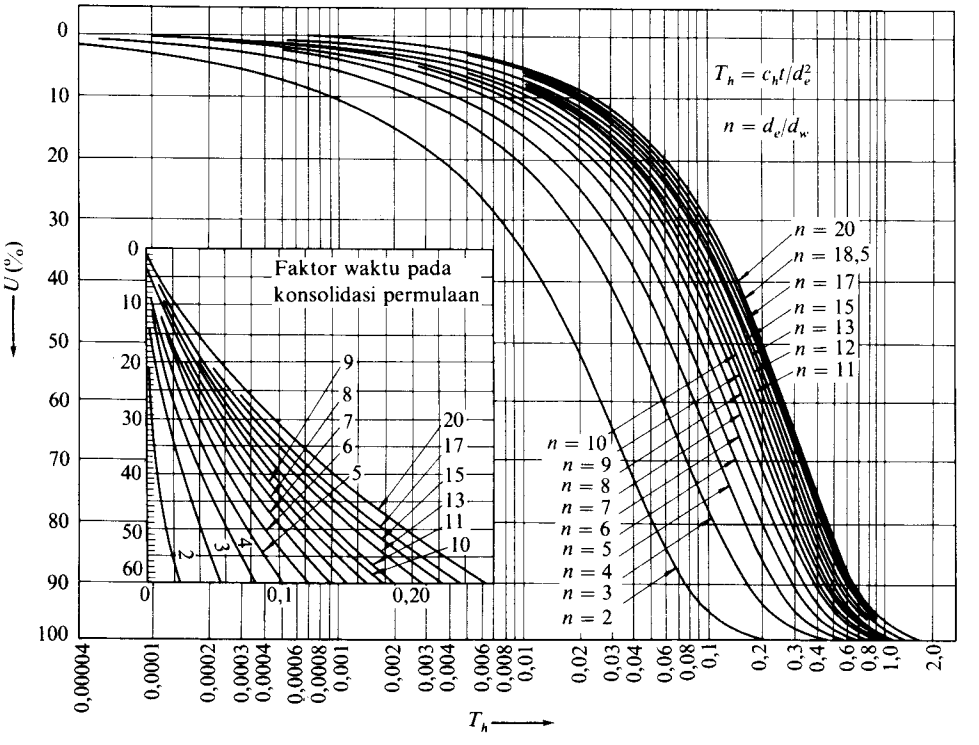
Pada perencanaan drainasi pasir, mula-mula diadakan assumsi mengenai metoda pelaksanaan, diameter kolom pasir, jarak antara kolom pasir dan tingkat perbaikannya. Kemudian diadakan analisa stabilitas dan penurunan. Bilamana faktor keamanan dan penurunan sisa tidak memenuhi harga yang diijinkan, maka harus diadakan perubahan mengenai jarak antara kolom pasir dan tingkat perbaikannya. Analisa diadakan berulang-ulang sampai hasilnya memenuhi persyaratan yang ditentukan.

Panjang drainasi pasir itu ditentukan oleh tebal lapisan tanah kohesip atau dalamnya tanah pondasi yang akan diperbaiki yang diperlukan untuk stabilitas konstruksi. Akan tetapi mengingat kolom drainasi yang terlalu panjang akan sulit dilaksanakan dan mahal, maka panjang kolom dibatasi sampai kira-kira 25–30 m. Diameter d_w dari kolom pasir ditentukan secara bebas antara 25–50 cm yang tergantung dari mesin-mesin penggali. Diamter d_w yang kecil memerlukan bahan yang sedikit dan pelaksanaannya cepat. Akan tetapi bilamana lapisan tanah kohesip itu sangat lunak atau tanah pondasi itu dapat mengalami deformasi geser, maka kolom pasir mungkin akan terputus sewaktu pelaksanaan terutama bilamana diameter kolom terlalu kecil.

Jadi dimensi yang ditentukan dalam perencanaan drainasi pasir adalah ukuran effektif d_e atau harga $n = d_e/d_w$.

Dalam pengalaman pelaksanaan di Jepang, sering diambil d = 1,50–3,0 m.

Drainasi pasir ini digunakan bilamana daya dukung tanah pondasi itu lebih kecil dari jumlah beban timbunan atau konstruksi. Jadi dapat dimengerti bahwa seluruh pembebanan tidak dapat dilaksanakan sekaligus. Pembebanan itu harus dilaksanakan dalam beberapa tahap. Umpamanya bilamana tinggi kritis timbunan yang dapat dipikul



Gbr. 11.12 Lengkung konsolidasi karena adanya drainasi pasir (oleh Takagi).

oleh daya dukung tanah pondasi tidak boleh melebihi sepertiga dari jumlah beban, maka waktu yang diijinkan untuk setiap kali pembebanan adalah sepertiga dari jadwal pembangunan. Kemudian d_e atau n ditentukan sedemikian rupa supaya 80–90% dari konsolidasi dapat dicapai selama periode sepertiga jadwal pembangunan ini.

Mengingat umumnya d_e hanya dapat ditentukan dengan perhitungan konsolidasi horisontal, maka t dihitung dengan harga T_h yang sesuai dengan $U_h = 80\%$ atau $U_h = 90\%$ (persamaan 11.3 dan Gbr. 11.12) dan dengan mengassumsi harga d_e. Kemudian d_e ditentukan dengan cara mencoba-coba sehingga t yang dihitung berada dalam jadwal pekerjaan yang ditentukan. Dalam hal ini, harga C_v yang diperoleh dari percobaan konsolidasi laboratorium dapat digunakan untuk harga C_h dalam perhitungan.

Jika d_e telah ditentukan, maka pada tahap berikut diperkirakan peningkatan kekuatan geser lapisan tanah kohesip itu pada keadaan konsolidasi 80% atau 90%, kemudian menentukan beban yang diijinkan pada tahap kedua dengan menggunakan harga kekuatan geser rata-rata yang telah meningkat itu.

Mengingat waktu yang diperlukan untuk konsolidasi yang diperoleh dari persamaan 11.3 telah ditentukan oleh harga d_e (tanpa memperhatikan intensitas beban) pada harga C_h yang tidah berubah, maka derajat konsolidasi yang diperlukan untuk tahap kedua ini harus dicapai dalam waktu yang sama seperti pada pembebanan tahap pertama.

Selanjutnya beban yang diijinkan pada tahap akhir ditentukan setelah gaya geser rata-rata tanah pondasi pada akhir periode konsolidasi pembebanan tahap kedua diperkirakan.

Jika beban pada tahap akhir sama dengan keseluruhan beban, maka dapat dikatakan bahwa drainasi pasir yang ditentukan pada awal pekerjaan adalah rasional. Akan tetapi jika beban itu tidak sama dengan keseluruhan beban, maka banyaknya tahap

pembebanan harus ditambah (lebih dari tiga tahap) dan harga d_e pada permulaan percobaan berikut perlu diubah.

Peningkatan gaya geser rata-rata tanah pondasi bersamaan dengan kemajuan konsolidasi diperkirakan dengan menggunakan hasil konsolidasi percobaan tanpa drainasi seperti yang diterangkan dalam Bab 3 atau dihitung dengan persamaan berikut.

$$C_u/p = 0{,}25 \sim 0{,}35 \tag{11.5}$$

$$C_u/p = 0{,}11 + 0{,}0037 I_p \tag{11.6}$$

C_u: Kekuatan tanpa drainasi lempung

$\left(\dfrac{\sigma_1 = \sigma_3}{2}\right)$

p: Beban konsolidasi

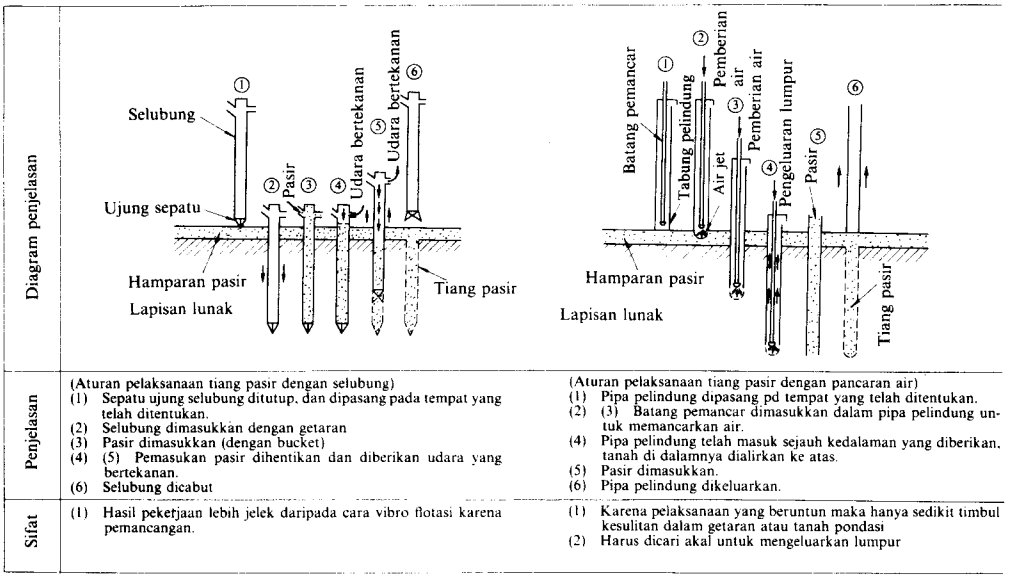
I_p: Indeks plastisitas

(*2*) *Metode sumbu kertas karton* (*cardboard wicks method*), *metode drainasi kertas plastik* (*plastic board drain method*)*:* Metode-metode ini adalah berdasarkan prinsip yang sama dengan metode drainasi pasir. Perbedaannya adalah bahwa metode-metode ini tidak menggunakan pasir tetapi menggunakan bahan kertas karton atau vinyl-chlorida.

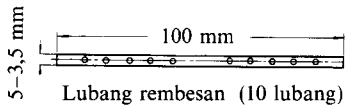
Metode sumbu kertas karton telah dikembangkan oleh laboratorium di Swedia. Kertas karton yang mempunyai alur drainasi itu (lihat Gbr. 11.14), didorong ke dalam lapisan tanah sesuai dengan prosedur seperti yang diperlihatkan dalam Gbr. 11.15.

Bahan kertas karton yang digunakan mempunyai kwalitas yang tetap, ringan, mudah dikerjakan. Mesin yang ringanpun dapat digunakan untuk mendorong bahan ini. Jadi metode ini dapat diterapkan pada tanah yang sangat lunak yang permeabilitasnya lebih buruk dari permeabilitas pasir, umpama $k = 10^{-3} - 10^{-10}$ cm/det.

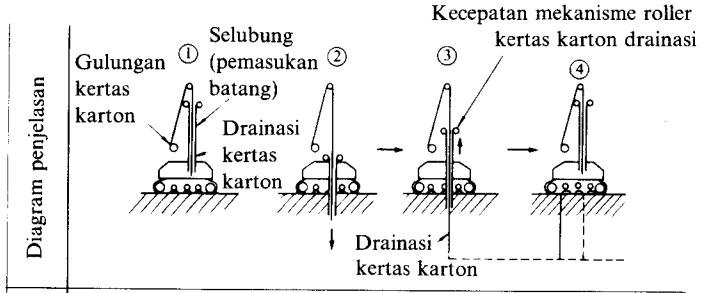
Untuk mengatasi beberapa kesulitan pelaksanaan yang dihadapi bahan kertas karton itu, maka telah dikembangkan penggunaan kertas plastik yang dibuat dari bahan



Gbr. 11.13 Gambaran khas metode drainasi pasir.

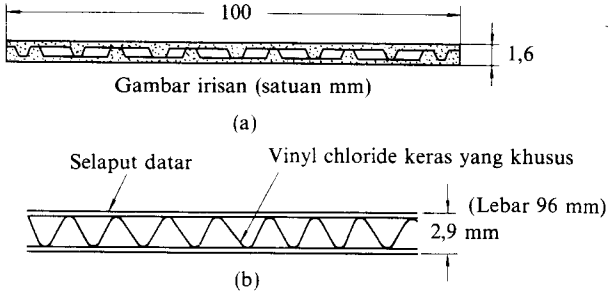


Gbr. 11.14 Irisan kertas karton.



Penjelasan	(Urutan pekerjaan pemasukan kertas karton) (1) Kertas karton ditarik dari gulungan kertas karton dan dimasukkan ke dalam selubung melalui sebuah katrol (2) Selubung, yang di dalamnya masih ada kertas karton, dimasukkan ke dalam tanah pondasi (3) Kertas karton ditinggalkan di dalam tanah pondasi dan selubung itu dikeluarkan (4) Kertas karton dipotong dengan pemotong
Sifat	(1) Keseragaman bahan drainasi adalah baik (2) Kecepatan pelaksanaan adalah tinggi (3) Kadang-kadang, pemotongan kertas karton, mungkin saja terjadi penyimpangan kapasitas drainasi

Gbr. 11.15 Pemancangan kertas karton.



Gbr. 11.16 Gambar irisan lempengan plastik.

sintetis. Kapasitas drainasi kertas karton atau plastik dengan jenis standar seperti yang terlihat pada Gbr. 11.16, dalam percobaan telah didapat adalah sama dengan kapasitas drainasi silinder dengan diameter 5 cm. Jadi perhitungan drainasi dapat menggunakan perhitungan drainasi pasir dengan harga $d_w = 5$ cm.

11.3.7 Metode Tiang Pasir Padat

Dalam metode ini, pasir ditekan ke dalam lapisan lunak dengan alat pemadatan atau alat vibrasi, sehingga terbentuk tiang pasir yang padat. Metode ini dapat digunakan baik untuk tanah pondasi dari tanah pasiran maupun untuk tanah pondasi dari tanah kohesip. Dalam paragrap ini hanya akan dikemukakan penerapan metode ini pada tanah pondasi kohesip. Penerapan pada tanah pondasi berpasir akan dikemukakan dalam paragrap berikut.

Perbaikan tanah pondasi yang terdiri dari tanah kohesip adalah berdasarkan prinsip sebagai berikut. Bilamana banyak tiang pasir padat yang didorong ke dalam lapisan lunak, maka tanah pondasi itu sudah merupakan kombinasi tanah yang terdiri dari tiang-tiang pasir dan tanah kohesip. Bilamana suatu beban bekerja pada tanah pondasi kombinasi ini, maka tiang-tiang pasir akan lebih besar memikul bagian beban daripada tanah kohesip itu. Hal ini disebabkan oleh perbedaan karakteristik fisik dan mekanis tiang pasir dan tanah kohesip. Jadi tekanan yang bekerja pada tanah kohesip itu berkurang, sehingga besarnya penurunanpun akan berkurang. Mengingat gaya geser pasir umumnya lebih besar dari gaya geser tanah kohesip, maka telah didapat bahwa kekuatan keseluruhan tanah pondasi meningkat sebanding dengan banyaknya pasir yang menggantikan tanah kohesip itu. Di samping itu tiang-tiang pasir dapat berfungsi sebagai drainasi vertikal sehingga dapat mempercepat konsolidasi.

Sejajar dengan metode drainasi pasir, metode ini adalah yang populer digunakan untuk perbaikan lapisan tanah yang lunak. Di Jepang terdapat banyak contoh penerapan metode ini. Meskipun tanah pondasi di Jepang bukan berupa suatu lapisan tanah berpasir atau kohesip melainkan sering terdiri dari lapisan-lapisan berpasir dan kohesip yang bergantian, ternyata metode ini cukup effektif.

Pada perencanaan penerapan metode ini dalam pondasi tanah kohesip perkiraan penurunan dan stabilitas diadakan berdasarkan prinsip sebagai berikut.

Pada Gbr. 11.17 terlihat, intensitas beban rata-rata yang bekerja pada A diambil σ dan tekanan pada bagian tiang pasir dan bagian tanah kohesip berturut-turut adalah σ_s dan σ_c.

Bilamana luas penampang melintang tiang pasir = A_s, maka

$$\sigma \cdot A = \sigma_s A_s + \sigma_c (A - A_s) \tag{11.7}$$

Umpamanya,

$$\sigma_s/\sigma_c = n,\ A_s/A = a_s \text{ dan } \sigma_c/\sigma = \mu_c$$

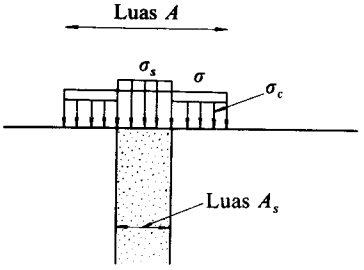
maka,

$$\mu_c = \frac{\sigma_c}{\sigma} = \frac{1}{1 + (n-1)a_s} \tag{11.8}$$

n: Faktor bagian tekanan
a_s: Faktor bagian penggantian tiang pasir
μ_c: Faktor penurunan tekanan

Jadi tekanan pada tanah pondasi yang terdiri dari tanah lempung setelah dipancangkan tiang-tiang pasir akan berkurang sebanding dengan faktor penurunan tekanan yang tercantum dalam persamaan (11.8). Besarnya penurunan akhir tanah pondasi dapat diperkirakan sebesar:

$$S_c \fallingdotseq \mu_s \cdot S \tag{11.9}$$



Gbr. 11.17 Diagram penjelasan pemusatan tegangan.

S: Besarnya penurunan akhir tanah pondasi tanpa perbaikan

Lamanya waktu penurunan dapat dihitung seperti perhitungan metode drainasi pasir tersebut di atas.

Analisa stabilitas terhadap longsoran tanah pondasi kombinasi ini adalah sesuai dengan metode umum yang diterangkan dalam Bab 2, dengan menggunakan gaya geser rata-rata sepanjang bidang longsor dalam tanah pondasi itu.

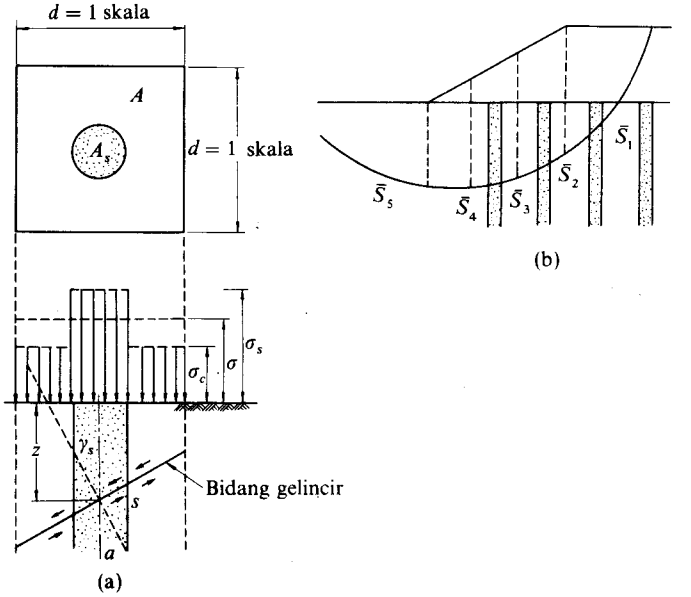
Dalam Gbr. 11.18(a), gaya geser rata-rata sepanjang bidang longsor dalam tanah pondasi adalah:

$$\bar{S} = a_s\left(\gamma_s' \cdot z + \frac{\sigma n}{1 + (n-1)a_s}\right)\cos^2\alpha \cdot \tan\phi + (1 - a_s)\left\{C_u + m\left(p_0 + \frac{\sigma}{1 + (n-1)a_s} - p_c\right)U_1\right\} \tag{11.10}$$

S: Gaya geser rata-rata
z: Dalam bidang longsoran
a_s: Faktor penggantian tiang pasir
γ_s': Berat isi tiang pasir dalam air
ϕ: Sudut geseran tiang pasir
C_u: Kohesi asli tanah kohesip
m: Peningkatan kekuatan tanah kohesip
p_0: Tekanan tanah bagian yang terpendam
p_c: Beban pra-konsolidasi
U_1: Derajat konsolidasi bagian yang kohesip

Untuk mengadakan analisa stabilitas suatu tanggul, maka tanah pondasinya dibagi dalam beberapa bagian (Gbr. 11.18(b)). Peningkatan tekanan rata-rata setiap bagian dihitung dan gaya geser rata-rata setiap bagian dihitung menurut persamaan 11.10. Penempatan tiang-tiang pasir ditentukan sedemikian rupa sehingga faktor keamanan yang diperlukan dapat diperoleh berdasarkan perkiraan tersebut di atas.

Faktor bagian tekanan yang terdapat dalam persamaan (11.10) dapat mempunyai



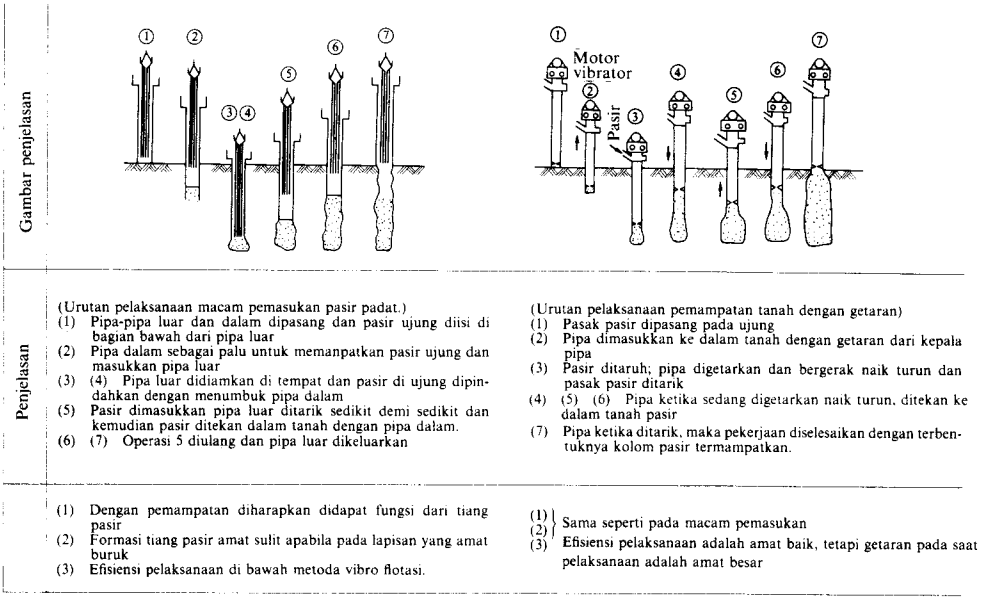
Gbr. 11.18 Kekuatan geser rata-rata dari pondasi gabungan.

MILIK

harga yang berlain-lainan, bergantung pada karakteristik tanah, metode perbaikan dan perkembangan proses pembebanan. Akan tetapi sering harga faktor itu diambil antara $n = 3$–5.

Bilamana metode ini diterapkan untuk tanah pondasi yang terdiri dari tanah kohesip, maka waktu pemancangan tiang pasir, akan terjadi gangguan pada tanah pondasi yang mengakibatkan penurunan kekuatan tanah pondasi itu. Jadi penurunan kekuatan pada tanah kohesip seperti ini tidak boleh diabaikan, terutama sewaktu menentukan tetapan kekuatannya.

Gbr. 11.19 memperlihatkan tahapan contoh pemasangan tiang pasir yang dipadatkan.



Gbr. 11.19 Contoh metode tiang pasir termampatkan.

11.3.8 Metode Tiang Kapur

Kapur ditempatkan dalam bentuk tiang dalam tanah kohesip, sama seperti pembuatan tiang pasir. Kadar air tanah kohesip itu turun, karena diabsorbsi oleh tiang kapur aktip. Oleh tiang kapur aktip terjadi pembentukan hidrat dan absorbsi kapiler yang mengakibatkan peningkatan kekuatan tanah pondasi dan memperkecil penurunan. Dalam menggunakan metode ini, tidak diperlukan beban tambahan dan pengaruhnya dapat dicapai dalam waktu yang cukup singkat. Akan tetapi pengaruh ini akan sangat berkurang bilamana tiang-tiang itu mencapai lapisan pasir yang mengandung air atau mencapai suatu permukaan air. Mengingat sewaktu absorbsi kapur aktip memancarkan panas, maka sudah tentu metode ini memerlukan penanganan yang berhati-hati.

Dalam beberapa hal dapat digunakan campuran dengan pasir atau bahan tanah lain sehingga diperoleh tiang campuran.

Jadi untuk mengadakan rencana perbaikan suatu tanah pondasi dapat digunakan kapasitas mengabsorbsi dan mengikat dari kapur aktip, bukan hanya dalam bentuk tiang tetapi juga sebagai stabilisasi permukaan tanah pondasi itu. Metode perbaikan demikian akan dikemukakan dalam paragrap 11.5.

Kapur aktip mengakibatkan reaksi hidrasi dengan mengabsorbsi air sebesar 0,32 beratnya dan berubah menjadi kapur mati.

$$CaO + H_2O = Ca(OH)_2 + 15{,}6 \text{ kcal/mol} \tag{11.11}$$

Reaksi kimia ini memancarkan panas sebesar 280 cal/kg dan volumenya menjadi 1,99 kali lebih besar. Sebaliknya kapur aktip mengabsorbsi air sebanyak 1,08 kali volumenya dari tanah pondasi. Jadi selama kapur aktip mengabsorbsi air dari tanah kohesip itu maka volume keseluruhan akan tetap.

Kapur mati bereaksi dengan mineral lempung seperti montmorillonit atau hidrolitas halloysit yang membentuk suatu mineral yang keras sehingga konsistensinya bertambah baik.

Selanjutnya pori-pori dalam kapur mati yang terjadi akibat bereaksi dengan air dari tanah kohesip, mengabsorbsi air lagi dari tanah pondasi di sekelilingnya sehingga kadar air lapisan kohesip berkurang.

Diameter tiang kapur sering diambil kira-kira 30–50 cm dan panjangnya adalah maksimum kira-kira 30 m. Jarak antara tiang adalah kira-kira 0,75–1,50 m.

Dalam perencanaan metode tiang kapur, diperlukan pengetahuan mengenai tekanan pemuaian, koeffisien pemuaian, effek absorbsi dan kekuatan tiang kapur yang meningkatkan kekuatan tanah pondasi. Untuk itu diperlukan data lapangan yang lebih banyak.

Dalam pelaksanaan, tanah kohesip di sekitar kepala tiang (kira-kira sedalam 1 m) digali dan diisi dengan lempung atau pasir, untuk menghindarkan tanah pondasi itu terangkat oleh gaya muai vertikal dari tiang dan sekaligus untuk menghalangi aliran air dari permukaan.

Mengingat kapur aktif mengeluarkan panas sewaktu reaksi absorbsi maka pada pelaksanaan kita harus menggunakan sarung tangan atau lain bahan. Demikian pula pada pencabutan pipa kita harus berjaga-jaga bila terjadi ledakan yang mungkin terjadi.

11.3.9 Metode Pencampuran Lapisan Dalam (*Deep layer mixing treatment method*)

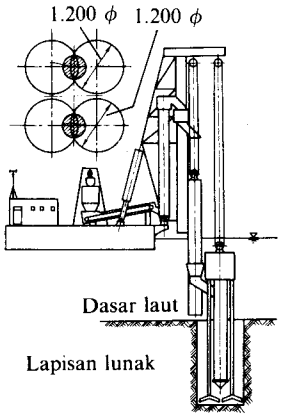
Pada metode ini kapur atau stabilisator semen dikocok-kocok dan dicampur dengan tanah kohesip pada kedalaman (posisi) tanah kohesip itu untuk mengkonsolidasi lapisan tanah pondasi itu.

Oleh reaksi absorbsi, maka terjadi effek kombinasi kapur dan tanah seperti yang terjadi pada tiang kapur.

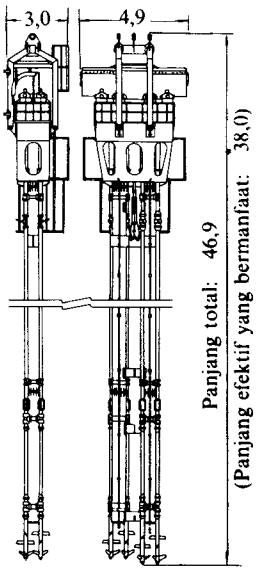
Gbr. 11.20 memperlihatkan bahwa perbaikan lapisan bawah di dasar laut juga dapat dilaksanakan dari permukaan laut. Pertama-tama alat membor sampai kedalaman yang ditentukan. Kemudian kapur disalurkan melalui pipa, sementara itu baling-baling pada ujung bawah alat diputar sehingga mengaduk dan mencampur kapur itu (Gbr. 11.21). Peralatan yang digunakan untuk pekerjaan di dasar laut adalah jenis berporos dua dengan dua baling-baling pengaduk atau berporos empat dengan empat baling-baling.

Di samping kapur dapat juga digunakan susu semen (*cement milk*) atau adukan semen. Adukan semen bukan hanya digunakan untuk pondasi tanah kohesip melainhan dapat juga digunakan untuk tanah berpasir atau tanah organis.

Metode ini belum lama dikembangkan yang terutama digunakan untuk perbaikan lapisan lunak pada pekerjaan reklamasi daratan di pesisir laut. Jadi metode ini belum banyak diterapkan pada pekerjaan-pekerjaan yang besar dan hasil penerapannya belum dapat dikonfirmasi untuk suatu jangka waktu yang panjang. Dari sudut pandangan mekanika tanah, kepastian hasil perbaikan dengan penggunaan adukan semen ini masih memerlukan waktu yang cukup lama.

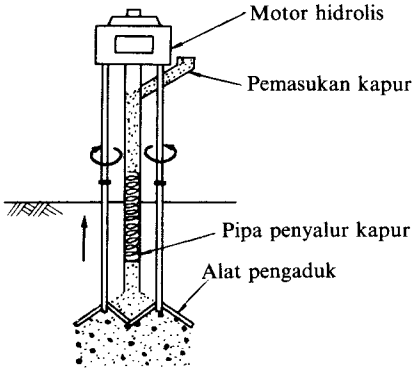


(a) Mesin pelaksanaan metoda gabungan untuk lapisan campuran



(b) Peralatan pelaksanaan metoda gabungan untuk lapisan dalam

Gbr. 11.20



Gbr. 11.21 Pengerjaan pencampuran dan pengadukan.

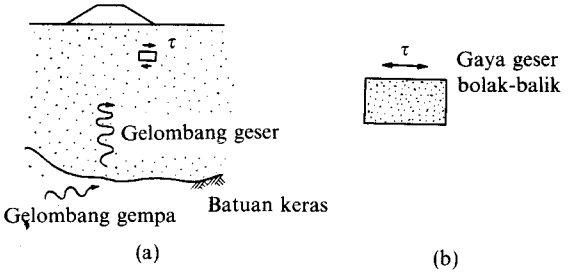
11.4 Perbaikan Tanah Pondasi Berpasir Lepas

Bilamana suatu tanggul dari tanah dibangun di atas tanah pondasi yang terdiri dari tanah pasiran lepas, maka kadang-kadang kita memperbincangkan stabilitas statisnya selama dan sesudah pelaksanaan. Berlainan dengan tanah pondasi yang dari tanah kohesip, maka kita tidak dapat mengharapkan suatu peningkatan kekuatan tanah berpasir itu.

Bilamana suatu gaya gempa bekerja pada tanah pondasi berpasir maka sering tanah pasir itu mengalami peristiwa liquefaction yang dapat mengakibatkan kerusakan yang berat.

Peristiwa liquefaction dalam tanah pondasi yang terdiri dari tanah berpasir terjadi bilamana tanah itu mengalami goncangan gelombang yang menjalar melalui lapisan yang jenuh air itu, sehingga tekanan air porinya meningkat (lihat Gbr. 11.22) dan tegangan effektif berkurang. Akibatnya gaya geser lapisan tanah pasiran itu hilang dan lapisan itu memperlihatkan suatu tabiat dari bahan cair.

Peristiwa peningkatan tekanan air pori akibat goncangan pada suatu lapisan tanah



Gbr. 11.22 Diagram penjelasan gejala liquefaction.

berpasir yang jenuh, dapat juga diperoleh dalam laboratorium yakni dengan menggunakan alat triaxial dengan pembebanan siklis. Oleh peristiwa gempa bumi dapat terjadi peristiwa semburan pasir ke udara yang disebabkan oleh peningkatan tekanan air pori yang cukup tinggi dalam tanah pondasi.

Karakteristik "liquefaction" tanah pondasi yang terdiri dari tanah berpasir lepas, adalah dipengaruhi oleh faktor-faktor berikut:

1) intensitas gempa bumi dan lamanya gempa.
2) kerapatan pasir.
3) distribusi gradasi dari pasir.
4) "confined pressure" dari pasir (atau beban pada pasir).

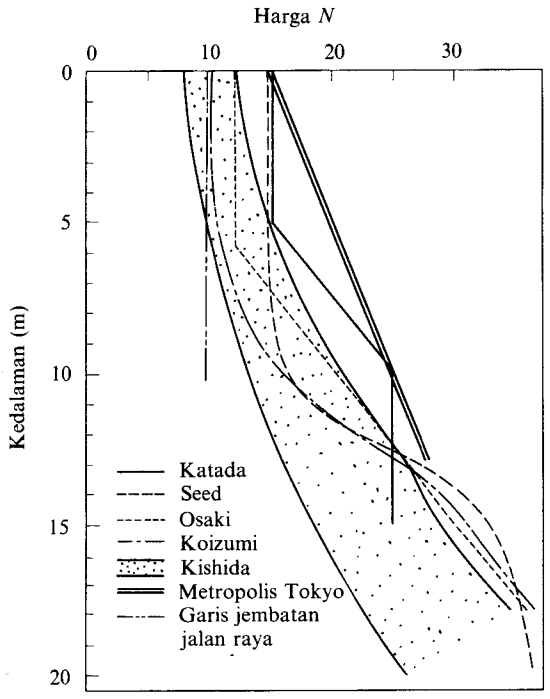
Faktor pertama adalah faktor yang menentukan besarnya gaya geser yang berulang-ulang, yang bekerja sebagai gaya luar pada tanah pondasi itu. Banyaknya pengulangan gaya geser itu juga bergantung dari faktor pertama ini. Menurut perkiraan, makin besar dan lama gempa bumi itu, makin besar kemungkinan tanah pondasi itu akan menderita peristiwa "liquefaction."

Jika kerapatan lapisan berpasir itu cukup besar maka kemungkinan liquefaction akan berkurang. Umumnya, bilamana kerapatan relatifnya lebih dari 75–80%, maka suatu gempa bumi dengan skala normal tidak akan menyebabkan liquefaction. Mengingat kerapatan atau kerapatan relatif lapisan berpasir pada tanah pondasi asli tidak dapat diukur dengan pengamatan langsung oleh karena pengambilan contoh yang sulit, maka kerapatan itu hanya diperkirakan dari harga N yang diperoleh dari percobaan penetrasi standar (*standard penetration test*). Besarnya kemungkinan terjadinya liquefaction lapisan pasiran itu adalah tergantung dari tinggi muka air tanah dan beban pada lapisan itu. Berdasarkan contoh-contoh kerusakan akibat gempa di masa yang lalu maka sekarang sedang diadakan penyelidikan mengenai hubungan antara harga N dengan kerusakan-kerusakan tersebut.

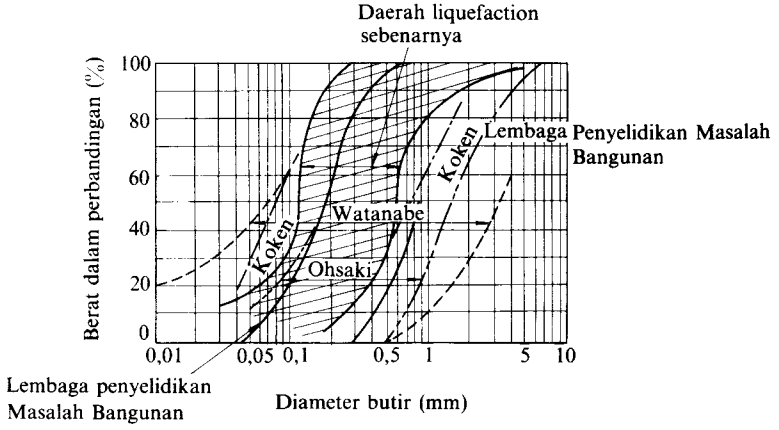
Gbr. 11.23 memperlihatkan hubungan antara harga N kritis dengan dalamnya liquefaction. Gambar ini menunjukkan bahwa pada lapisan berpasir yang jenuh sampai setebal kira-kira 10 m mungkin tidak akan mengalami liquefaction jika harga N sama dengan 15 atau lebih.

Gbr. 11.24 memperlihatkan distribusi gradasi pasir yang mungkin dapat mengalami liquefaction, yang disusun berdasarkan survai pada contoh-contoh kerusakan gempa yang sama. Dalam gambar yang sama dapat dilihat bahwa dalam lapisan berpasir yang mempunyai gradasi pasir yang sama dengan 50% diameter butir sebesar kira-kira 0,1–1 mm, akan mudah terjadi liquefaction.

Peristiwa terjadinya liquefaction, seperti telah dikemukakan terdahulu adalah berhubungan dengan berkurangnya tegangan effektif yang diakibatkan oleh peningkatan tekanan air pori. Jadi bilamana tegangan effektif awal besar atau dengan kata lain, bilamana beban yang bekerja pada lapisan pasiran itu besar dan "confined pressure" yang besar maka liquefaction mungkin tidak akan terjadi.



Gbr. 11.23 Hubungan antara harga batas *N* yang menyebabkan liquefaction dan kedalaman.



Gbr. 11.24 Penyebaran butir yang menyebabkan liquefaction.

Liquefaction mungkin tidak akan terjadi bilamana letak tanah pondasi lebih dalam atau bilamana beberapa timbunan imbangan berat (*counterweight*) yang cukup besar.

Masalah-masalah yang berhubungan dengan mekanika tanah untuk lapisan pasir yang lepas adalah ditujukan pada daya dukung lapisan itu sewaktu terjadi gempa bumi. Masalah yang perlu pula diperhatikan ialah pondasi mesin-mesin yang bergetar (vibrasi) yang mengakibatkan gaya geser yang berulang-ulang.

Penurunan sebahagian yang diakibatkan oleh pemampatan dapat juga terjadi pada lapisan berpasir lepas. Jadi untuk lapisan berpasir lepas sering diadakan pekerjaan perbaikan tanah pondasi.

Metode dasar untuk perbaikan tanah pondasi yang terdiri dari lapisan berpasir yang sering diterapkan saat ini adalah sama dengan metode yang diterapkan untuk pondasi tanah kohesip, yakni berdasarkan konsepsi untuk memperbaiki karakteristik mekanis

lapisan berpasir itu dengan tindakan pemampatan.

Untuk memperbaiki karakteristik dinamis, maka perlu diadakan perbaikan terhadap dua faktor dari empat faktor tersebut di atas seperti peningkatan kerapatan pasir atau peningkatan "confined pressure" lapisan berpasir itu. Perbaikan kerapatan adalah bermanfaat untuk peningkatan pemampatan yang berarti juga menghindarkan perbedaan penurunan tanah pondasi.

Masalah lain pada tanah pondasi yang terdiri dari tanah berpasiran adalah masalah stabilitas pekerjaan penggalian atau peristiwa rembesan air tanah. Pada lapisan yang dangkal perbaikan tanah pondasi sedemikian sering diadakan dengan menerapkan metode grouting kimia atau metode pembekuan.

Dalam paragrap berikut akan dikemukakan metode tiang pasir padat dan metode vibro-flotasi yang pada dasarnya adalah metode yang berhubungan dengan pemampatan.

11.4.1 Metode Tiang Pasir Padat

Metode ini bukan hanya digunakan untuk memperbaiki tanah pondasi yang terdiri dari tanah kohesip (seperti yang dikemukakan pada paragraf terdahulu), tetapi juga digunakan untuk memperbaiki tanah pondasi yang terdiri dari tanah berpasir. Prinsip metode adalah berdasarkan effek pemampatan oleh vibrasi selama pemancangan tiang-tiang pasir. Metode ini mengurangi "angka pori" tanah pondasi yang sekaligus meningkatkan gaya geser oleh karena kerapatan yang meningkat.

Gbr. 11.25 memperlihatkan effek perbaikan tanah pondasi oleh metode tiang pasir padat, yakni perbandingan antara harga N dari tanah pondasi asli dengan harga N tanah pondasi antara tiang-tiang sesudah perbaikan dilaksanakan.

Dalam perencanaan, maka daya dukung, penurunan atau liquefaction sewaktu terjadi gempa bumi harus diselidiki dengan menggunakan harga N dari tanah pondasi asli (N_0), untuk mendapatkan harga N yang diperlukan pada perbaikan (N_1).

Dengan menggunakan N_1, maka kita dapat menghitung harga angka pori e_1. Kemudian setelah harga a_s (*rate of replacement*) dihitung, maka kita dapat menentukan jarak dan diameter tiang pasir padat itu.

Gbr. 11.26 memperlihatkan suatu volume elemen satuan dengan luas permukaan A dan dalamnya diumpamakan $= l$. Umpamanya angka pori tanah pondasi sebelum dan sesudah pemancangan tiang dengan diameter d_s berturut-turut e_0 dan e_1, dan umpamanya volume elemen satuan dari tanah pondasi sesudah dipadatkan oleh pemancangan tiang pasir berkurang dari $V = A \cdot l$ menjadi $V - V_p = A \cdot l - A_s \cdot l$, maka

$$e_0 = \frac{V - V_s}{V_s} = \frac{A \cdot l - V_s}{V_s} \tag{11.12}$$

$$e_1 = \frac{(V - V_p) - V_s}{V_s} = \frac{(A - A_s)l - V_s}{V_s} \tag{11.13}$$

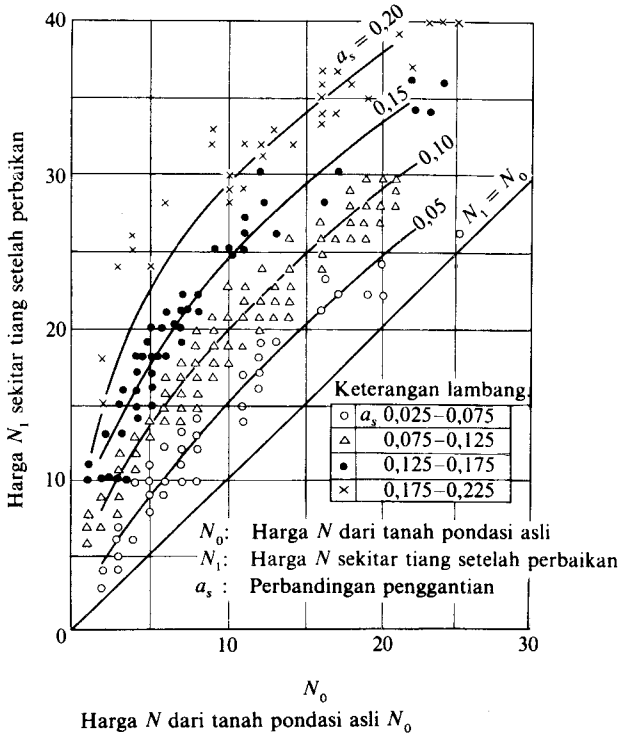
V_s: Volume dari butir pasir yang termasuk dalam volume satuan elemen pada tanah pondasi asli $A_s = \pi/4 d_s^2$.

Dengan mengeliminasi V_s dari kedua persamaan ini:

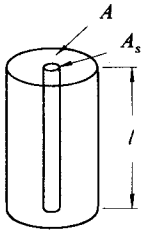
$$\frac{A \cdot l}{1 + e_0} = \frac{(A - A_s)l}{1 + e_1}$$

$$a_s = \frac{e_0 - e_1}{1 + e_0} = \frac{\Delta e}{1 + e_0} \tag{11.14}$$

$a_s = \dfrac{A_s}{A}$: "rate of replacement" oleh pemancangan tiang



Gbr. 11.25 Hubungan antara harga N tanah pondasi asli yaitu N_0 dengan harga N sekitar tiang setelah perbaikan yaitu N_1.



Gbr. 11.26 Gambar khas tiang pasir padat.

Jadi untuk memadatkan tanah sehingga angka porinya berkurang sampai sebesar e_1 yang sesuai dengan harga N_1 (yakni harga N sesudah perbaikan), maka diperlukan penggantian tanah dengan usaha pemancangan tiang (tiang pasir) sampai harga a_s mencapai harga yang tercantum pada persamaan (11.14).

Harga a_s bergantung pada sistem pemancangan (Gbr. 11.27 memperlihatkan sistim bujur sangkar dan segitiga samasisi), jarak pemancangan d dan besarnya diameter tiang d_s.

Untuk sistim bujur sangkar:

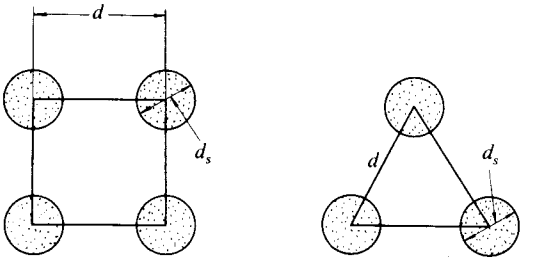
dan untuk sistem segitiga samasisi:

$$a_s = \pi/4\left(\frac{d_s}{d}\right)^2 = 0{,}785\left(\frac{d_s}{d}\right)^2 \tag{11.15}$$

$$a_s = \frac{\pi}{2\sqrt{3}}\left(\frac{d_s}{d}\right)^2 = 0{,}907\left(\frac{d_s}{d}\right)^2 \tag{11.16}$$

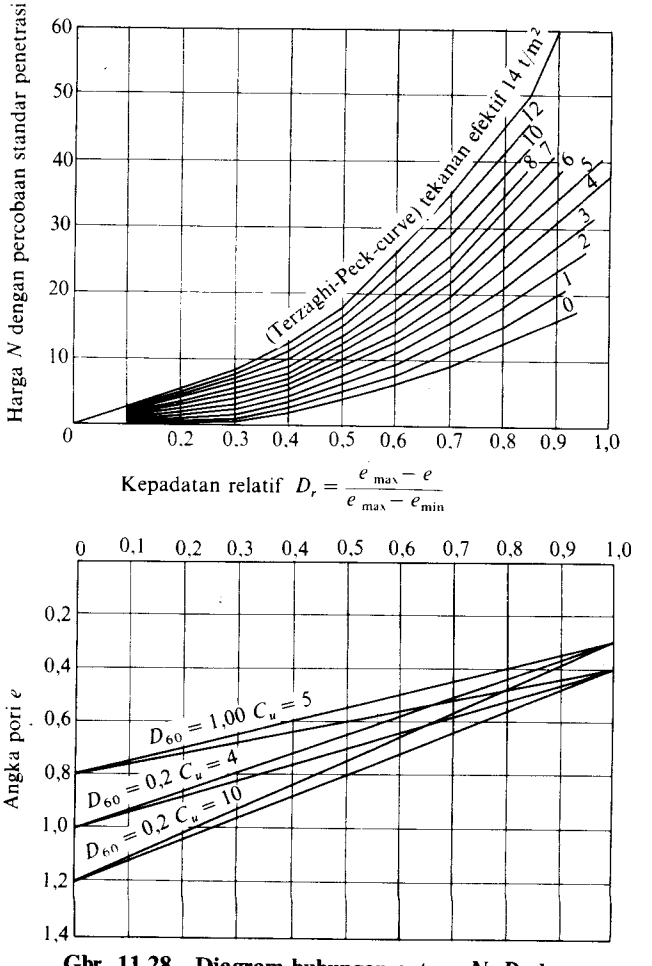
Dalam pelaksanaan adalah lebih tepat ditentukan terlebih dahulu sistem pemancangan, kemudian ditentukan jarak pemancangan d dan diameter tiang d_s sesuai persamaan ini. Umumnya jarak pemancangan diambil antara 1,20–2,0 m.

Untuk menentukan harga e_1, yang sesuai dengan harga standar penetrasi N_1, dapat digunakan grafik hubungan antara harga N dan kerapatan relatif seperti yang dikemukakan dalam Gbr. 11.28.



(a) Susunan segiempat (b) Susunan segitiga sama sisi

Gbr. 11.27 Rencana tempat tiang pasir padat.



Gbr. 11.28 Diagram hubungan antara N, D_r dan e.

11.4.2 Metode Vibro Flotasi (*Vibroflotation method*)

Pada metode ini, air disemprotkan ke dalam lapisan dengan bantuan suatu vibrator silinder. Air yang disemprotkan dan bergetar itu dapat memadatkan tanah pondasi yang terdiri dari tanah berpasir. Bersamaan dengan penyemprotan air, juga dimasukkan kerikil yang akan mengisi rongga-rongga yang terjadi oleh penyemprotan air. Tujuan pengisian dengan kerikil adalah sama dengan tujuan tiang pasir padat.

Faktor-faktor utama yang mendominasi effek pemadatan dalam metode ini adalah gradasi pasir tanah aslinya. Harga N untuk tanah pondasi yang terdiri dari pasir dengan distribusi gradasi yang sama dengan daerah A pada Gbr. 11.29 dapat diperbaiki sampai sebesar minimum 8–15, bilamana batang penetrasi dimasukkan dengan jarak 1,20–1,50 m dalam sistem segitiga samasisi.

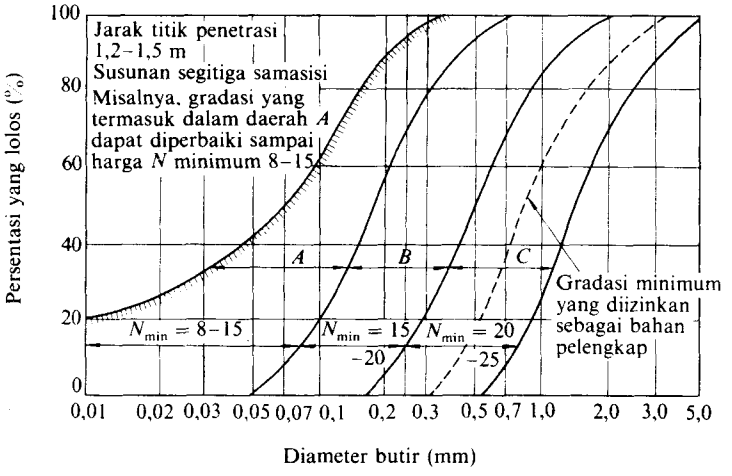
Untuk lapisan pasiran yang gradasinya agak lebih kasar seperti yang terdapat dalam daerah B atau daerah C dalam Gbr. 11.29, harga N dapat diperbaiki sampai sebesar berturut-turut 15–20 atau 20–25.

Bilamana tanah pondasi itu terdiri dari pasir dengan fraksi yang lebih dari 40% dapat melalui saringan 74 μ, maka metoda ini tidak akan effektif. Akan tetapi bilamana fraksi yang dapat melalui saringan ini lebih kecil dari 15%, metode ini akan sangat effektif.

Batas dari perbaikan adalah sedalam 8 m dan harga N sebesar kira-kira 20. Jika dalam tanah pondasi itu terdapat suatu lapisan lanau yang tipis, kadang-kadang kerikil yang dimasukkan itu tidak dapat menembusnya karena pada bagian itu terjadi sejenis penyempitan. Jadi pemancangan harus dilakukan supaya menembus lapisan lanau itu.

Pemadatan di dekat permukaan tanah kadang-kadang tidak cukup. Akan tetapi mengingat tegangan pada bagian ini besar, maka sering diperlukan pelaksanaan pemadatan dengan metode vibroflotasi yang diikuti dengan penggilasan.

Untuk itu sering digunakan bahan seperti kerikil, pasir kasar dan lain-lain. Makin besar butir itu makin baik, akan tetapi jika butir melampaui 5 cm maka tidak akan terjadi effek pemadatan. Volume bahan yang harus disediakan adalah bergantung pada kondisi tanah asli. Bilamana harga N sesudah pemadatan ditentukan sebesar 10–20, maka bahan yang diperlukan adalah kira-kira sebagai berikut.



Gbr. 11.29 Gradasi tanah pondasi asli dan harga N minimum setelah pelaksanaan.

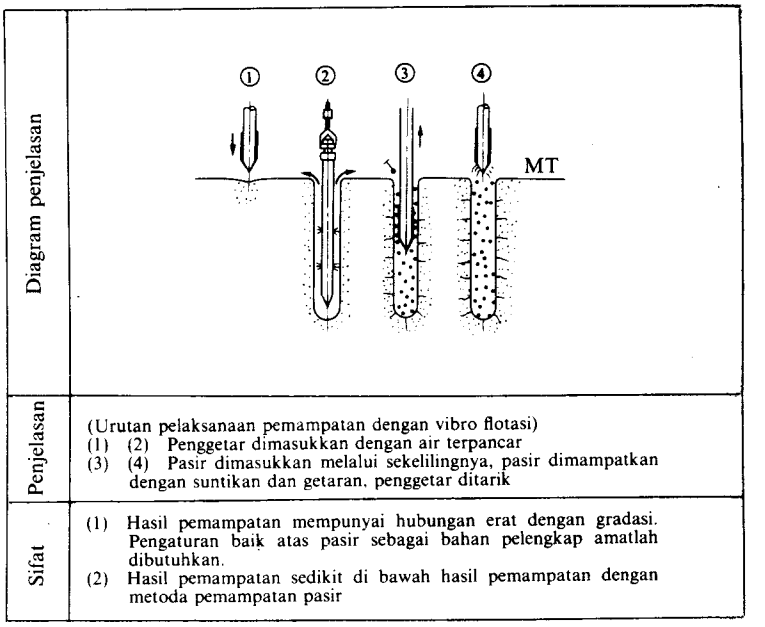
Harga N tanah asli	Keperluan bahan
1–3	0,2 m^3/1 m^3 tanah asli
4–6	0,15 m^3/1 m^3 tanah asli
7–9	0,10 m^3/1 m^3 tanah asli

Jarak pemancangan tiang vibro ditentukan dengan persamaan:

$$d = \alpha \sqrt{\frac{S}{v}} \tag{11.17}$$

α: 1,0 untuk sistem bujur sangkar
α: 1,07 untuk sistem segitiga sama sisi
v: Volume bahan yang harus disediakan (m^3/1 m^3 tanah pondasi asli)
S: Batas volume bahan yang harus disediakan per satuan panjang pemancangan vibro (m^3/m)

Besarnya S adalah kira-kira 3 kali volume pemadatan vibro tersebut di atas. Gbr. 11.30 memperlihatkan proses pelaksanaan metode vibroflotasi secara sistimatis.



Gbr. 11.30 Diagram dasar metode dari vibro flotasi.

11.5 Perbaikan Stabilitas Lapisan Dangkal

Bilamana mudah diperoleh bahan dengan kwalitas yang baik, maka dapat melaksanakan stabilisasi tanah pondasi dengan hanya merobah kadar air tanah asli atau dengan penggilasan dan tidak perlu mengadakan pekerjaan perbaikan yang khusus seperti pekerjaan perbaikan dengan penambahan bahan stabilisasi.

Tetapi kadang-kadang untuk mendapatkan stabilisasi yang tinggi, tanah asli yang terdapat di lapangan terpaksa diberi juga bahan stabilisasi, oleh karena tanah tersebut mempunyai karakteristik yang tidak memenuhi syarat.

Ada dua sebab mengapa perbaikan stabilitas diperlukan pada lapisan yang dangkal. Pertama adalah perbaikan karakteristik mekanis tanah sebagai bahan untuk meningkatkan kekuatan atau kekakuan dari bangunan yang terbuat dari tanah dan kedua adalah perbaikan karakteristik yang tidak diinginkan dari tanah pondasi yang terdapat pada lapisan bawah atau yang menyebabkan rembesan atau "heaving" sewaktu diadakan penggalian.

Pekerjaan perbaikan stabilitas yang diterapkan untuk memperbaiki karakteristik tanah yang tidak diinginkan dari lapisan bawah, kita dapat menggunakan metode-metode yang dikemukan dalam paragrap 11.3.

Berikut ini dicantumkan ringkasan-ringkasan masalah-masalah yang memerlukan perbaikan stabilitas pada lapisan yang dangkal.

1) Diperlukan kekuatan yang tinggi atau kekakuan.
2) Diperlukan untuk mengurangi effek meteorologi dan menjamin stabilitas untuk periode yang lama.
3) Penggunaan tanah yang terdapat di lokasi pembangunan.
4) Penggunaan bahan-bahan yang tidak memenuhi syarat.
5) Penambahan pada pemadatan yang tidak cukup.
6) Diperlukan untuk lalu lintas.
7) Diperlukan untuk menjamin stabilitas penggalian dan pengangkutan.
8) Diperlukan untuk perbaikan tanah yang sangat lunak.

Selanjutnya perlu dikemukakan bahwa dewasa ini terdapat beberapa metode untuk menstabilisasi lumpur yang berasal dari tempat-tempat pembangunan, pabrik-pabrik pembersihan atau tanah yang diendapkan pada dasar sungai.

Dewasa ini ada dua metode utama yang digunakan untuk mengadakan peningkatan stabilitas lapisan dangkal untuk memenuhi tuntutan-tuntutan tersebut di atas, yakni metode fisik seperti pemadatan dan metode kimia seperti pencampuran atau penyuntikan semen, kapur dan lain-lain.

Metode pembekuan yang dikembangkan akhir-akhir ini yang berbeda dengan kedua metode tersebut di atas akan diterangkan juga dalam bab ini.

11.5.1 Peningkatan Stabilitas Dengan Pemadatan

Pemadatan tanah adalah merupakan metode dasar untuk stabilisasi tanah. Penerapan metode-metode yang lain, tanpa pengecualian selalu diikuti dengan metode pemadatan.

Pemadatan memperbaiki karakteristik mekanis tanah seperti gaya geser tanah atau permeabilitasnya oleh kekurangannya ruang pori. Pada Bab 1 telah dikemukakan pentingnya kadar air optimum dan karakteristik umum tanah sewaktu pemadatan.

Contoh-contoh pemadatan tanah pondasi antara lain adalah tanggul-tanggul dari timbunan pengisian parit-parit yang digali karena perembesan di dalam tanah dan perkuatan lapisan-lapisan tanah asli. Dalam paragrap ini terutama hanya akan dikemukakan mengenai pemadatan suatu pekerjaan timbunan, akan tetapi seperti diketahui pekerjaan ini dapat juga diterapkan pada pekerjaan pengisian atau pemadatan lapisan bawah.

Hal-hal yang perlu mendapatkan perhatian dalam pelaksanaan pemadatan tanah adalah:

1) Menghamparkan bahan secara merata dan tipis.
2) Mengatur kadar air bahan secara tepat.
3) Memilih mesin pemadat yang cocok untuk mendapatkan pemadatan yang baik.
4) Menghindarkan lapangan pekerjaan dari penggenangan atau infiltrasi air hujan.

Penghamparan bahan secara merata, adalah merupakan salah satu pekerjaan yang

penting untuk pemadatan tanah. Bahan yang dihamparkan secara merata dan tipis akan dapat dipadatkan dengan baik sehingga dapat memperkecil penurunan akibat konsolidasi atau memperkecil penurunan sebahagian pekerjaan timbunan itu.

Tabel hamparan berbeda-beda dan tergantung dari kondisi komposisi bahan-bahan, tekstur tanah, mesin pemadat, metode pemadatan dan juga derajat pemadatan. Umum, untuk pekerjaan jalan, tebal setiap lapisan setelah pemadatan adalah 30 cm atau kurang. Dalam hal ini tebal hamparan bahan adalah antara 35–45 cm. Untuk lapisan bawah, tebal lapisan setelah pemadatan adalah 20 cm dengan tebal hamparan antara 25–30 cm atau kurang.

Kadar air bahan harus diatur supaya berada di dalam ketentuan kadar air yang diperlukan. Bilamana kadar air itu tinggi maka harus diadakan pengurangan kadar air dengan metode aerasi atau penggalian parit.

Seperti telah dikemukakan dalam Bab 1, meskipun kerapatan kering maksimum tanah atau kadar air optimum itu sama, hasil pemadatan akan tergantung dari alat-alat

Tabel 11.4 Mesin-mesin pemadat disesuaikan dengan tekstur tanah dan bagian struktural timbunan.

Bagian struktural timbunan	Klasifikasi tanah / Mesin pemadat	Pengilas jalan	Tire-roller	Pengilas dgn getaran	Self-propel-ing tamping machine	Tractive tamping roller	Buldoser: Untuk tanah biasa	Buldoser: Tipe untuk tanah ber-paya	Pemadat dng pengge-taran	Pamadat (tamper)	Keterangan:
Timbunan utama untuk jalan	Batuan yang tidak dapat dengan mudah dihaluskan sekalipun dengan penggalian dan pemadatan seperti batuan yang menggumpal			O					⊗	Besar ⊗	Batuan keras
	Batuan yang sebagian dapat dihaluskan dan dapat dimampatkan dengan baik, seperti batuan lapuk atau batu lumpur (mud stone)		Besar ○	O	○	○			⊗	Besar ⊗	Batuan lunak
	Pasir berbutir lepas, kerikil mulus dengan gradasi yang baik dan pasir yang berasal dari sand dune, dll			○					⊗	⊗	Pasir Pasir campur kerikil
	Tanah termasuk yang berbutir halus dan dengan mudah dapat dimampatkan, seperti granit terurai atau galian pasir		Besar O	○	○				⊗	⊗	Tanah berpasir Tanah berpasir campur kerikil
	Tanah meliputi banyak butir halus, tetapi dengan sensi-tivitas rendah, tanah liat dengan kadar air rendah atau batu lumpur yang telah siap untuk dihancurkan dan sebagainya		Besar ○		O	O				⊗	Tanah kohesip Tanah kohesip campur kerikil
	Tanah di mana penyesuaian kelembaban air amat sulit dan kelaluannya didapat dengan tidak mudah, atau tanah berlanau dan sebagainya						●				Tanah pasir dengan banyak air
	Tanah dengan kelembaban air dan sensitivitas tinggi, seperti tanah liat Kanto dan sebagainya.						●	●			Tanah lempung sensitif
Lapisan bawah	Tanah dengan distribusi gradasi baik	○	Besar O	O					⊗	⊗	Bahan untuk penyesuaian gradasi
	Pasir berbutir lepas, pasir berbutir buruk bercampur kerikil, atau kerikil mulus dan sebagainya	○	Besar ○	O					⊗	⊗	Pasir, Pasir bercampur kerikil
Pengisian kembali			○	Kecil O					⊗	⊗	Kadang-kadang digunakan drop hammer
Permukaan lereng	Tanah berpasir			Kecil O					O	⊗	
	Tanah kohesip			Kecil O			○		○	⊗	
	Lempung sensitif, tanah kohesip							●		⊗	

(Disusun dengan dasar data dari Direktorat Jalan Raya di Jepang.)

O: Efektif — Large: Ukuran besar

○: Dapat dipakai — Small: Ukuran kecil

●: Dari aspek kelaluan, tidak ada mesin lainnya yang digunakan dan karena itu terpaksa digunakan

⊗: Dari aspek ukuran lapangan pelaksanaan, digunakan hanya di tempat di mana tak dapat digunakan mesin lainnya

pemadatan dan cara pemberian tenaga pemadatan. Jadi karakteristik kekuatan semua tanah yang dipadatkan adalah berbeda satu dengan yang lain. Oleh sebab itu perlu diadakan ketentuan-ketentuan mengenai kadar air untuk pelaksanaan atau berapa kali pemadatan itu dilakukan untuk memperoleh karakteristik mekanis diperlukan berdasarkan percobaan dengan menggunakan mesin pemadatan yang sesuai dengan karakteristik lapangan pekerjaan. Atau mengadakan ketentuan mengenai kwalitas yang diperlukan untuk pekerjaan timbunan/tanggul berdasar hasil percobaan yang diterangkan dalam Bab 3. Ada dua jenis aspek yang perlu diperhatikan dalam menyusun ketentuan-ketentuan pemadatan, yakni spesifikasi metode pelaksanaan dan spesifikasi kualitas.

Fungsi pemadatan dari mesin pemadatan adalah berbeda-beda, sesuai dengan jenis mesin-mesin itu. Meskipun dengan mesin yang sama, effek pemadatannya adalah berbeda, tergantung dari spesifikasi dan kapasitas alat (ukuran, berat, tekanan ban, banyaknya vibrasi, gaya benturan, gaya penggetar, mobilitasnya). Jadi pada pemilihan mesin, kita harus memperhitungkan faktor-faktor ini.

Tabel 11.4 memperlihatkan sebuah kriteria sementara dalam memilih mesin-mesin pemadatan untuk pembuatan tanggul sesuai dengan ketentuan pekerjaan tanah dari Japan Road Association.

11.5.2 Perbaikan Stabilitas Dengan Penyesuaian Gradasi

Tanah yang dipadatkan dengan baik pada campuran yang tepat antara butir-butir halus dan kasar, tidak akan menyebabkan aliran samping oleh karena pembebanan, meskipun tanah itu digunakan sebagai lapisan dasar badan jalan atau jalan kereta api. Stabilitas mekanis tanah sedemikian adalah sangat baik. Tanah asli tidak selalu mempunyai distribusi gradasi yang baik dan karakteristik kekuatannya selalu berubah sesuai dengan kadar airnya. Oleh sebab itu, tujuan dari stabilisasi dengan penyesuaian gradasi adalah untuk memperoleh kekuatan mekanis atau stabilitas jangka panjang.

Pencampuran tanah butir kasar seperti kerikil yang meningkatkan kemampuan lalu lintas tanah kohesip dengan kadar air yang tinggi juga merupakan suatu stabilisasi oleh penyesuaian gradasi.

Bilamana tanah yang telah disesuaikan gradasinya ditambah dengan kapur atau semen, maka effek stabilisasinya akan sangat meningkat.

Stabilisasi oleh penyesuaian gradasi telah dikembangkan terutama untuk memperkuat lapisan dasar badan jalan atau landasan. Dewasa ini telah terdapat beberapa metoda pencampuran bahan dari distribusi gradasi yang berlainan.

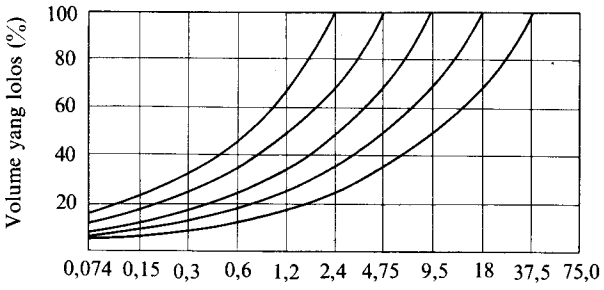
Tanah yang mempunyai campuran bagian gradasi yang cocok yang dapat dipadatkan sampai suatu kepadatan tinggi yang stabil, dalam praktek dapat diperkirakan mempunyai distribusi gradasi sebagai berikut:

$$P = 100\left(\frac{d}{D}\right)^{1/2} \tag{11.18}$$

P: Persentasi berat butir-butir yang lebih kecil dari suatu ukuran butir d (%)
d: Ukuran butir sembarang
D: Ukuran maksimum butir dari bahan-bahan

Dengan kata lain, bahan-bahan tanah dengan bermacam-macam ukuran butir maksimum, dapat dipadatkan sampai suatu keadaan kepadatan tinggi yang stabil dengan mengadakan penyesuaian distribusi gradasi yang sama dengan distribusi gradasi yang ditentukan oleh persamaan (11.18).

Dalam praktek, meskipun distribusi gradasi tanah yang sebenarnya itu terletak di atas kurva persamaan (11.18), suatu keadaan yang stabil masih dapat diperoleh jika



Gbr. 11.31 Lengkung gradasi Fuller.

Tabel 11.5 Gradasi dasar dari bahan kasar untuk subbase.

Ukuran saringan (mm)	Persentasi bagian yang melewati saringan dalam berat (%)
40	95–100
20	60–100
2,5	20–50
0,074	2–10

Harga CBR modified dari campuran harus sama dengan 80 atau lebih
PI atau bagian yang lewat saringan 0,4 mm haruslah sama dengan 4 atau kurang

distribusi gradasi itu masih terletak dalam suatu batas deviasi di atas kurva itu. Tabel 11.5 memperlihatkan bahan-bahan untuk lapisan dasar badan jalan yang digunakan sebagai setandar di Jepang.

11.5.3 Perbaikan Stabilitas Dengan Kapur Atau Semen

Prinsip pekerjaan stabilisasi tanah dengan menggunakan kapur, telah dikemukakan dalam paragrap 11.3.

Kapur yang digunakan untuk stabilisasi lapisan yang dangkal, terutama mempunyai effek pada tanah kohesif, sedangkan semen mempunyai effek pada tanah berpasir atau kerikil yang mengandung sedikit tanah butir-butir halus.

Campuran bagian gradasi yang paling effektif dalam stabilisasi dengan menggunakan kapur adalah distribusi dengan kandungan 20–30% tanah pasiran atau tanah kerikil yang melalui saringan 74 μ. Akan tetapi perbaikan dapat juga terjadi pada tanah kohesif yang mengandung sedikit butir-butir tanah yang lebih halus dari yang dikemukakan di atas, terutama tanah kohesif dengan sifat debu vulkanis.

Kapur biasanya sering digunakan dalam bentuk tepung atau butiran dan hampir tidak pernah digunakan dalam bentuk campuran berair, kecuali dalam keadaan tertentu.

Bahan yang terdiri dari campuran semen dengan tanah alamiah disebut semen tanah. Biasanya stabilisasi dengan semen adalah stabilisasi yang menggunakan semen tanah.

Untuk merencanakan campuran bagian-bagian bahan yang akan digunakan dalam suatu stabilisasi dengan semen, mula-mula harus diadakan penyelidikan mengenai kadar air, gradasi dan konsistensi tanah yang akan distabilisasi itu. Untuk tanah yang digunakan sebagai badan jalan, bila perlu harus diadakan penyesuaian gradasi. Voluma semen yang diperlukan dapat diketahui dengan percobaan "unconfined compression strength" contoh-contoh yang direndam. Banyaknya contoh adalah 5 buah, masing-

masing mengandung volume bahan semen yang berbeda dan dipadatkan pada kadar air optimum.

Volume bahan kapur pada stabilisasi dengan kapur adalah tergantung dari tujuan penggunaannya. Bilamana diterapkan pada bahan-bahan yang akan digunakan untuk penyesuaian gradasi, maka volume bahan kapur adalah sama dengan menerapkan prinsip yang sama seperti pada stabilisasi dengan semen. Bilamana digunakan untuk tanah alamiah, volume kapur yang harus ditambahkan itu ditentukan oleh kadar air.

Volume kapur yang harus ditambahkan, umumnya berbeda-beda sesuai dengan tekstur tanah. Tetapi sebagai standar yang tentatif volumenya kapur itu dapat diambil untuk tanah berpasir dan untuk tanah berkerikil kira-kira 2–5%, untuk tanah lanau (*silt*) dan tanah lempung (*clay*) kira-kira 4–8%, untuk tanah lempung dengan sifat debu vulkanis kira-kira 6–10% dan untuk tanah kohesip kira-kira 8–12%.

Metode pencampuran untuk stabilisasi dengan kapur atau semen ini ada 3 jenis.

1) Metode pencampuran terpusat: Tanah dicampur dengan bahan stabilisasi pada suatu tempat, kemudian diangkut ke tempat pekerjaan. Untuk ini diperlukan mesin pencampur.
2) Metode pencampuran dalam galian: Bahan stabilisasi dicampur dengan tanah pada lobang galian tanah lalu diangkut ke tempat pekerjaan. Bahan stabilisasi dapat dipancangkan ke dalam tanah dalam bentuk tiang kemudian digali bersama-sama dan dicampur, atau bahan stabilisasi itu ditaburkan di atas tanah sehingga pada penggalian terjadi percampuran.
3) Metode pencampuran di tempat pekerjaan: Tanah dihamparkan di tempat pekerjaan kemudian ditaburi bahan stabilisasi dan dicampur atau tanah yang akan distabilisasi itu digaruk dan dicampur dengan bahan stabilisasi.

11.5.4 Perbaikan Stabilitas Dengan Grouting

Pada metode ini digunakan susu semen (*cement milk*) atau bahan stabilisasi kimia yang diterapkan terutama untuk memperkuat tanah pondasi, membendung air rembesan, mencegah deformasi tanah pondasi di sekeliling dan memperkuat bangunan-bangunan yang lama. Metode grouting yang digunakan untuk menghindarkan bocoran batuan pondasi suatu bendungan adalah juga suatu jenis stabilisasi. Dalam paragrap ini terutama akan dikemukakan masalah-masalah penggalian lapisan yang dangkal dan tindakan-tindakan untuk menghadapinya.

Untuk memperbaiki tanah pondasi pada lapisan yang dalam seperti tanah dasar laut yang terdiri dari tanah kohesip, dewasa ini telah dikembangkan juga metode yang menekan susu semen atau cairan kapur dengan menggunakan jet hidrolik tekanan tinggi yang dapat mencampur bahan-bahan ini dengan tanah asli itu. Metode ini tidak akan dikemukakan dalam paragrap ini.

Banyak jenis bahan stabilisasi kimia yang telah dikembangkan sebagai bahan stabilisasi tanah pondasi, akan tetapi mengingat kemungkinan bahaya polusi air tanah maka dianjurkan untuk hanya menggunakan "water-glass system agents."

Namun demikian, dalam menerapkan metode ini diperlukan pemeriksaan yang teliti dari hasil eksplorasi tanah dan penerapannya sehubungan masalah lingkungan mengingat kemungkinan adanya faktor-faktor yang tidak diketahui seperti aliran infiltrasi bahan stabilisasi sepanjang retak dalam tanah yang tidak dapat diobservasi.

Dalam memilih bahan grouting, maka harus diketahui tujuan perbaikan tanah itu, apakah untuk menghentikan rembesan air atau untuk memperbesar kekuatan tanah itu. Demikian pula harus diketahui apakah bahan-bahan itu cocok dengan karakteristik mekanika tanah-tanah pondasi itu.

Tabel 11.6 Tujuan dan bagian yang digrout.

Tujuan		Bagian yang digrout
Penghadangan air	Pencegahan timbulnya sumber air dalam galian bentuk corong	Retakan batuan dasar, lapisan tembus air
	Pencegahan dan larangan yang menimbulkan sumber air dalam galian terusan (termasuk saluran terlindung)	Retakan batuan dasar, lapisan tembus air
	Pencegahan tanah pondasi terhadap keruntuhan (termasuk saluran terlindung)	Daerah terkungkung
	Mengatasi keruntuhan penampang terusan	Batuan dan kerikil yang runtuh
	Pambatasan kecepatan aliran air tanah	Tanah pondasi yang tembus air
Penguatan tanah pondasi	Pencegahan terhadap gejala piping, boiling dan heaving dalam menggali tanah pondasi dan bawah tanah	Lapisan tembus air yang lunak
	Peningkatan daya dukung tanah pondasi, menyebarkan beban pembebanan	Lapisan lunak
	Pengurangan tekanan tanah yang bekerja pada bangunan yang menahan tekanan tanah	Lapisan lunak
Pencegahan terhadap deformasi	Perlindungan terhadap bangunan yang didirikan di sekitar penggalian tanah pondasi, perlindungan bangunan terhadap kerusakan turap	Di bawah bangunan yang didirikan dan di sekitar tanah pondasi
	Pencegahan bangunan dari kebocoran	Saluran air di antara bangunan
	Penguatan bangunan yang lanjut usia	Bagian yang putus dari penyambung retakan bangunan
	Pelapisan terusan (Mengisi pori di antara sambungan, beton yang dicor di tempat)	Pori di antara tanah pondasi yang tak stabil dan pada lapisan
	Pencegahan terhadap kelongsoran	

Bahan grouting untuk stabilisasi dapat dibagi dalam 3 jenis bahan.

1) Bahan dengan partikel suspensi: susu semen dan lain-lain.
2) Larutan stabilisasi: Bahan inorganis seperti water glass dan kalsium chloride, dan bahan yang terdiri dari berbagai persenyawaan polymer tinggi.
3) Bahan semen suspensi antara 1) dan 2): water glass, susu semen dengan partikel suspensi. Pada bahan dengan partikel suspensi (1) maka diperlukan supaya ukuran butir bahan stabilisasi mengisi tanah pondasi.

Ukuran butir tanah pondasi harus memenuhi persyaratan sebagai berikut:

$$\left.\begin{aligned} D_{15}/G_{85} &\geqslant 15 \\ D_{10}/G_{95} &\geqslant 8 \end{aligned}\right\} \tag{11.19}$$

D_{15}, D_{10}: diameter 15% dan diameter 10% dari kurva gradasi tanah.

G_{85}, G_{95}: diameter 85% dan diameter 95% dari kurva gradasi bahan grouting.

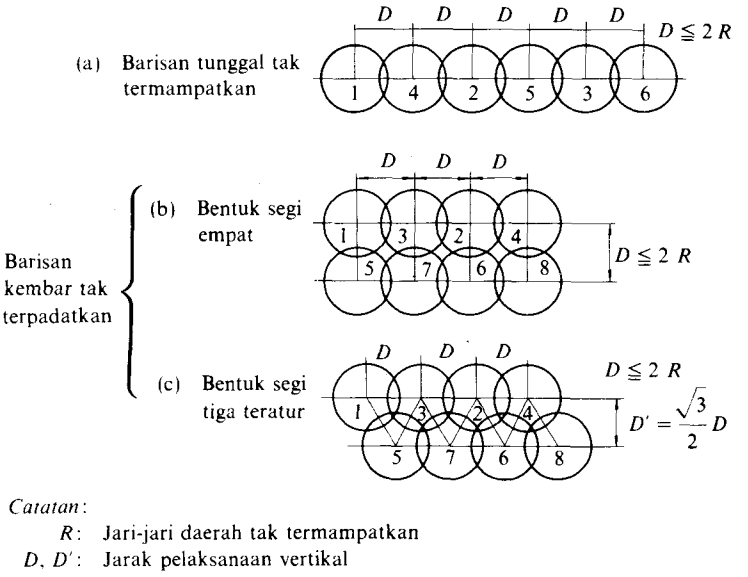
Batas penerapan bahan grouting cair 2) tergantung dari kekentalan bahan grouting dan koeffisien permeabilitas tanah pondasi yang bersangkutan. Suatu standar kasar yang digunakan adalah:

Larutan water glass yang tidak berair
Kalsium chloride
} Koeffisien permeabilitas tanah pondasi adalah antara 10^{-1}–10^{-2} cm/det

Water glass yang diberi air
Bahan pengisi dari berbagai persenyawaan polymer tinggi
} Koeffisien permeabilitas tanah pondasi adalah kira-kira 10^{-4} cm/det

Batas penerapan bahan grouting semi suspensi 3) adalah kira-kira antara 1) dan 2) dan standar tentatif menunjukkan bahwa koeffisien permeabilitas tanah pondasi itu adalah kira-kira 10^{-3} cm/det.

Mengingat volume bahan stabilisasi untuk grouting tergantung dari tekstur tanah



Catatan:
R: Jari-jari daerah tak termampatkan
D, D': Jarak pelaksanaan vertikal

Gbr. 11.32 Contoh prosedur grouting pola lubang grouting.

dari tanah pondasi yang bersangkutan, maka adalah lebih baik tekstur tanah harus ditentukan sebanyak mungkin dengan percobaan lapangan.

Biasanya grouting dilakukan dalam arah vertikal. Gbr. 11.32 memperlihatkan contoh-contoh rencana lubang-lubang grouting dan prosedur grouting.

11.5.5 Perbaikan Stabilitas Dengan Pembekuan

Metode ini menggunakan sekelompok pipa baja yang ditanam dalam tanah pondasi yang disebut pipa pembekuan. Pipa-pipa diisi dengan cairan dengan suhu yang rendah sehingga air pori dalam tanah pondasi di sekeliling pipa menjadi beku. Dengan demikian impermeabilitas dan karakteristik mekanis yang diperlukan dapat terjamin.

Hasil yang diperoleh dengan metode ini adalah sangat baik, sehingga metode ini dapat diterapkan sebagai tindakan sementara untuk konstruksi terowongan di bawah dasar sungai atau kebocoran pada pipa air minum dan pipa pembuangan kotoran. Metode ini dapat juga diterapkan meskipun berada dalam keadaan lingkungan yang sangat buruk seperti aliran air tanah yang besar yang tidak dapat diselesaikan dengan metode-metode yang lain.

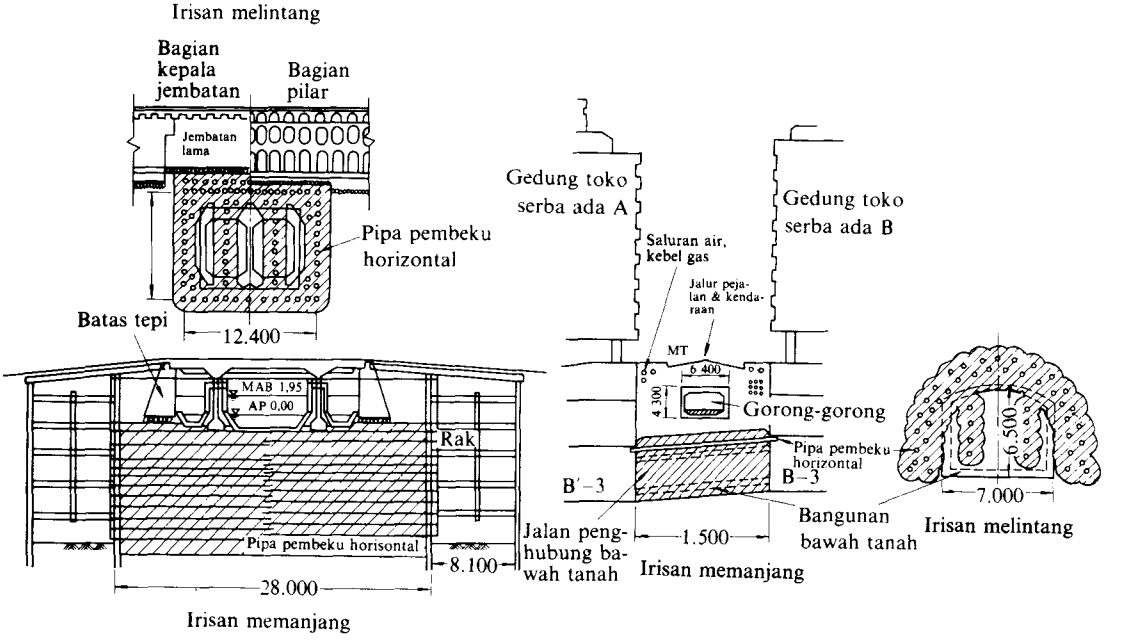
Bahan cairan dengan temperatur rendah yang dimasukkan ke dalam pipa adalah larutan kalsium chlorida yang didinginkan sampai minus 20°–30°C atau gas cairan dengan temperatur rendah seperti nitrogen cair. Metode yang menggunakan gas cair hanya diterapkan pada pekerjaan-pekerjaan yang kecil dengan volume pembekuan tanah kurang dari 200 m^3.

Karakteristik-karakteristik umum metoda ini adalah:

1) Kekuatan tanah yang beku adalah sangat baik. Umpamanya, meskipun tanah itu lunak dengan kekuatan kompressi "unconfined" hanya sebesar 0,30 kg/cm^2, maka pada pembekuan sampai minus 10°C kekuatannya menjadi 130 kali lebih besar. Jadi metode ini dapat dilakukan untuk tembok penunjang.
2) Impermeabilitas tanah yang beku adalah sangat baik. Di samping itu, gaya

pembekuan pada bidang-bidang singgung seperti dengan turap, beton dan lain-lain adalah sangat besar. Pada temperatur minus 10°C, kohesi pada pembekuan adalah lebih dari 10 kg/m^2. Akan tetapi untuk ini diperlukan perhatian khusus mengenai pemeliharaan dan pengaturan temperatur yang rendah itu, karena dipengaruhi oleh bagian yang hangat pada sisi lain konstruksi.

3) Keseragaman tanah yang beku adalah sangat baik. Panas selalu akan "mengalir" dari temperatur yang tinggi ke temperatur yang rendah. Jadi di dalam tanah pondasi, temperatur akan berusaha untuk menjadi seragam. Jika pendinginan berlangsung lama, maka akan terbentuk suatu gumpalan tanah beku yang seragam. Gumpalan beku ini dapat dipertahankan meskipun berada di dalam lapisan yang terdiri dari berjenis-jenis tanah.
4) Kecepatan mencair tanah yang beku adalah kecil sehingga keamanan terhadap pemberhentian proses pendinginan secara tiba-tiba adalah cukup terjamin.
5) Pembekuan tidak mengakibatkan polusi udara atau pencemaran air tanah. Bunyi alat pendingin yang berisik dapat direndam dalam ruangan peredam bunyi.
6) Pemuaian oleh pembekuan atau penurunan oleh pencairan dapat mempengaruhi tanah pondasi di sekelilingnya. Jadi faktor ini harus diperhitungkan dalam pembuatan rencana dan dalam pelaksanaan pekerjaan. Pemuaian tidak akan terjadi pada lapisan pasir atau kerikil, tetapi akan terjadi dalam tanah lanau, tanah berbutir halus yang lebih kecil dari saringan berukuran 20 μ, tanah lempung dan tanah liat.
7) Bilamana kecepatan aliran air tanah itu besar, maka ada kemungkinan dinding tanah yang akan dibekukan itu tidak akan membeku benar, yang disebabkan oleh panas yang dibawa oleh aliran yang banyak itu. Menurut perkiraan, batas kecepatan aliran air tanah untuk dinding tanah yang dibekukan adalah 2 m/hari



(a) Contoh yang digunakan untuk pekerjaan jalan bawah melintasi dasar sungai

(b) Contoh penggunaan dalam pekerjaan jalan penghubung di bawah tanah

Gbr. 11.33 Contoh penggunaan metode pembekuan.

untuk metode yang menggunakan cairan dingin dan 10 m/hari untuk metode yang menggunakan gas cair dingin. Akan tetapi, jika koeffisien permeabilitas tanah pondasi dan kecepatan aliran diperkecil dengan metode ini bersama metode grouting yang lain, maka metode pembekuan ini dapat diterapkan pada keadaan aliran yang melampaui batas ini.

Gbr. 11.33 memperlihatkan beberapa contoh penerapan metode ini di Jepang.

12 | DRAINASI

12.1 Umum

Suatu metode drainasi dibuat bila tanah pondasi yang muka air tanahnya tinggi dibuat suatu galian. Tujuan cara ini adalah untuk melengkapi dan mengamankan galian serta sekaligus mencegah kelongsoran dan perubahan bentuk pada sisi dan dasar lubang galian, yang disebabkan oleh aliran rembesan air ke dalam lubang galian tersebut. Tujuan utama pelaksanaan cara ini adalah memperbesar tegangan effektif dengan cara menurunkan muka air tanah dan memaksakan timbulnya tekanan negatif pada tanah pondasi, agar terjadi konsolidasi pada tanah pondasi.

Dalam pekerjaan galian di bawah muka air tanah, hal ini merupakan faktor yang menentukan bagi air tanah tersebut.

Berikut ini diuraikan akibat dari metode drainasi tersebut:

1) Kalau muka air tanah diturunkan sampai kedalaman yang lebih dalam dari permukaan dasar galian, pekerjaan tersebut dapat dilaksanakan dengan cara yang sama seperti pada pekerjaan tanah biasa. Dengan kata lain hal ini menjamin pekerjaan yang aman dan efisien, dengan memakai alat pemindah tanah biasa.
2) Longsoran tanah dari sekeliling lereng lubang galian akibat aliran rembesan air atau pergerakan pada dasar lubang galian dapat dicegah.
3) Derajat kemiringan lereng pada lubang galian dapat dibuat curam.
4) Tekanan tanah yang bekerja pada turap akan menurun secara drastis.

Tetapi kalau air tanah dipompa keluar dalam jumlah yang besar dengan cara drainasi yang ceroboh, akibatnya terjadi penurunan muka air tanah meliputi daerah yang luas, atau sumur yang berdekatan akan mengering atau juga menyebabkan tanah turun, hal mana memerlukan perhatian yang teliti.

12.2 Macam-macam Metode Drainasi

Dari berbagai macam metode drainasi harus dipilih satu metode yang paling tepat dengan mempertimbangkan tekstur tanah pondasi, stratifikasinya, ciri-ciri pada lokasi galian, bentuk dan kedalaman galian dan rencana pekerjaan galian.

Penggolongan cara drainasi secara prinsip terdiri dari bermacam-macam cara, suatu cara di mana air dihimpun dalam sebuah alur yang dangkal atau sumur, dengan memanfaatkan aliran alamiah dari air tanah akibat gravitasi kemudian dipompa keluar, dan suatu cara di mana air tanah dikeluarkan secara paksa dengan menggunakan energi bukan gravitasi, misalnya penghisapan dengan alat hampa udara seperti yang dipakai dalam metode titik sumur (*point well method*) atau suatu metode sumur dalam yang hampa (*vacuum deep well method*) atau dengan menggunakan tenaga listrik seperti terlihat pada metode osmosa elektris.

Metode drainasi secara umum digolongkan sebagai berikut:

- Metode drainasi gravitasi
  - Metode drainasi alur yang dangkal
  - Metode sumur dalam
- Metode drainasi paksaan
  - Metode titik sumur
  - Metode sumur dalam yang dihampa udarakan
  - Metode osmosa elektris

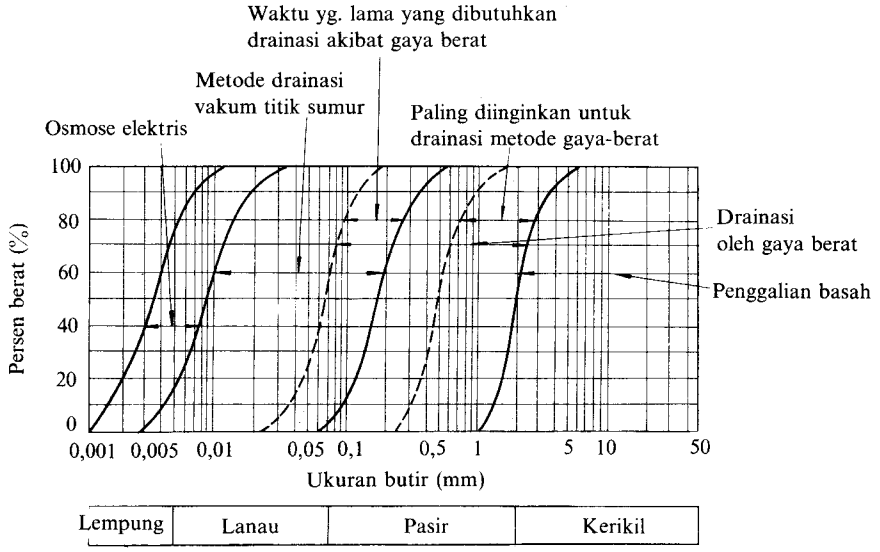
12.3 Pemilihan Metode Drainasi

Drainasi dengan memanfaatkan sifat aliran alamiah akibat gravitasi seperti pada metode drainasi alur dangkal atau metode sumur dalam hanya cocok untuk lapisan yang terdiri dari kerikil atau pasir kasar yang mempunyai koefisien permeabilitas yang tinggi.

Bila partikel tanah yang mengisi lapisan tersebut berupa partikel halus dengan koefisien permeabilitas yang kecil, air akan sulit mengalir hanya karena pengaruh gravitasi. Karena itu air tanah dihimpun secara paksa dengan menggunakan metode penghampaan udara atau dengan memberi suatu tenaga listrik. Metode titik sumur, metode sumur dalam yang dihampa udarakan dan metode osmose elektris didasarkan atas prinsip tersebut. Cara drainasi pasir dan metode sumbu kertas karton (*cardboard wicks*) seperti metode imbangan ukuran (*countermeasures*) untuk lapisan yang lunak dapat juga disebut sebagai salah satu jenis metode drainasi paksaan karena cara di atas ini juga didasarkan pada prinsip yang sama, yaitu air pada tanah pondasi dikeringkan secara paksa dengan menempatkan beban pada tanah pondasi.

Dalam memilih metode drainasi berdasarkan tekstur tanahnya, yang terbaik adalah mengamati permeabilitasnya.

Secara umum dapat dikatakan, bahwa metode drainasi gravitasi cocok untuk lapisan



Gbr. 12.1 Lengkung gradasi tanah dan daerah pemakaian metode drainasi.

dengan koefisien permeabilitas yang lebih besar dari 10^{-2} cm/det, sedang metode titik sumur dan cara sumur dalam yang dihampa udarakan dari metode-metode drainasi paksaan dapat diterapkan pada tanah dengan koefisien permeabilitas sekitar 10^{-2}–10^{-5} cm/det. Berhubung adanya hubungan empiris antara koefisien permebilitas tanah dengan pembagian ukuran butirnya, maka perkiraan kasar tentang harga koefisien permeabilitas mungkin dilakukan bila tersedia diagram lengkung pembagian butir tanah. Sebagai gambaran, hubungan pembagian ukuran butiran tanah dengan jangkauan penggunaan cara drainasi diperlihatkan dalam Gbr. 12.1.

Jangkauan penggunaan metode drainasi yang dihampa udarakan juga diperlihatkan, sedang bagian di mana cara titik sumur lebih efektif adalah di sebelah kanan pusat bagian jangkauan penggunaan seperti yang terlihat dalam grafik.

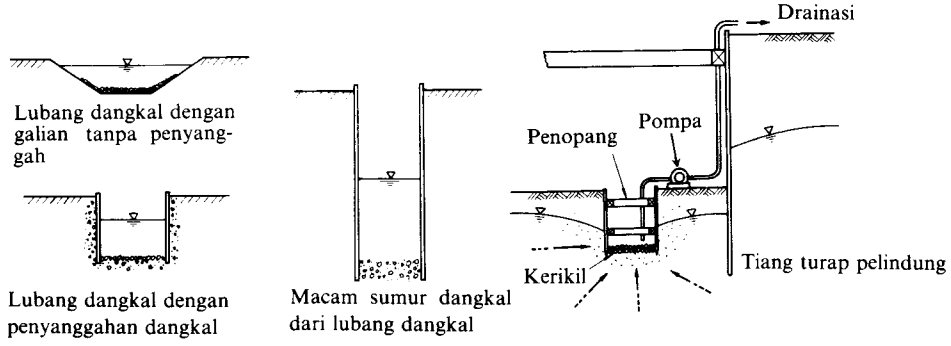
Bila pekerjaan telah dilaksanakan, metode tersebut dipilih dengan pertimbangan menyeluruh, tidak hanya berdasarkan data penyelidikan tanah saja, tapi juga terhadap pekerjaan-pekerjaan serta pengaruhnya terhadap lingkungan di sekitarnya. Beberapa cara dikombinasikan dengan metode yang lain atau metode yang disempurnakan sebagian, kadang-kadang dipakai pula keadaan tertentu.

Melihat kenyataan bahwa bila lapisan berpasir yang rembes air itu tipis, mungkin lebih sesuai untuk memakai metode drainasi dengan aliran air rembesan yang terpotong oleh suatu dinding halang atau suatu pemeriksaan pengisian dari metode lain juga tidak boleh dilewatkan.

12.4 Metode Drainasi Dengan Alur Dangkal

Suatu metode drainasi dengan alur dangkal merupakan metode yang paling sederhana dari metode drainasi untuk pekerjaan-pekerjaan galian.

Air yang masuk ke dalam lubang galian ditampung dalam bak penampung yang digali cukup dalam di bawah dan disebut alur yang dangkal, dengan alat gali yang dipersiapkan di sekitar dasar galian dan dari sini kemudian dikeringkan dengan pompa. (Gbr. 12.2.) Alur dangkal tersebut bisa berbentuk bujur sangkar dengan sisi kira-kira 1 meter.



Gbr. 12.2 Contoh metode drainasi lubang dangkal.

Alur yang dangkal ini paling sering dibuat pada penggalian tanpa penahan atau turap kayu, tetapi pada beberapa kasus tertentu kadang-kadang ditanam juga pipa beton atau pipa besi. Bila rangkap turap kayu dibuat serta dipasang suatu penyekat maka diisikan kerikil sepanjang sisi dan dasarnya. Fungsi kerikil ini sebagai penyaring yang mencegah masuknya butiran tanah halus ke dalam alur yang dangkal tersebut. Sebagai pompa pengering keluar dapat dipakai berbagai jenis pompa yang paling sering dipakai adalah pompa air sederhana.

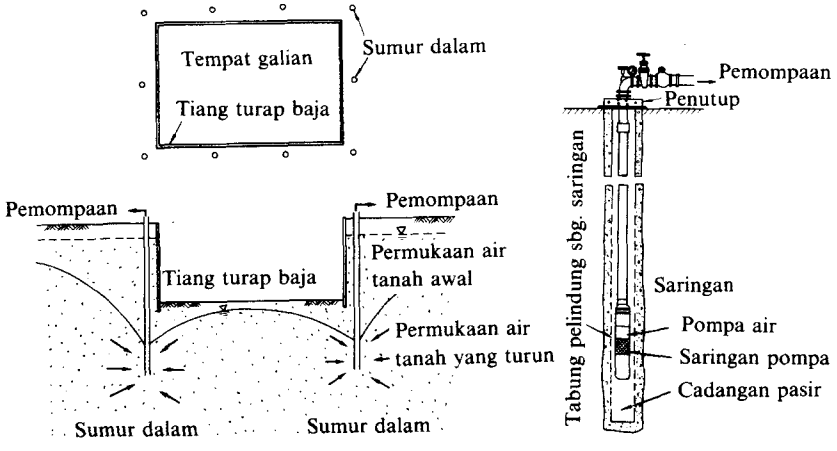
Dengan metode ini peralatannya sederhana dan pelaksanaan mudah, tetapi mungkin terjadi keruntuhan pada permukaan lereng tanah di sekitarnya, karena beda tinggi tekanan air tanah menjadi besar, bila kecepatan penggalian cukup tinggi. Di samping itu bila lubang galian disekat dengan turap, sedemikian rupa hingga hanya memungkinkan aliran rembesan hanya melalui dasar galian, maka mungkin timbul piping atau heaving tergantung pada keadaan-keadaan lapangan, dan bagian bawah turap bisa terkikis sehingga menimbulkan cekungan di belakang turap tersebut. Kondisi yang demikian bisa menjadikan kecelakaan yang besar, oleh karena itu perlu adanya perhatian khusus. Metode ini berguna bila tanahnya betul-betul aman terhadap air rembesan dan hanya ada sedikit air yang keluar.

12.5 Metode Drainasi Sumuran Dalam

Metode drainasi sumuran dalam sangat efektif untuk menurunkan muka air tanah pada lapisan kerikil dengan rembesan yang tinggi. Biasanya sejumlah sumuran dalam dengan diameter 40–60 cm dibuat di sekitar lubang galian dan dari situ air tanah dipompa keluar (Gbr. 12.3). Berhubung untuk membuat satu lubang sumuran pada metode ini cukup memakan waktu maka tidak dibuat lubang dalam jumlah yang banyak. Sehubungan dengan itu bila metode ini dipakai pada tanah pondasi di mana berhasil memompa cukup banyak air dari satu lubang saja sehingga menurunkan muka air tanah dari suatu daerah yang cukup luas, ini berarti metode tersebut sangat efektif. Lapisan rembes air pada tanah pondasi harus cukup tebal dengan koefisien rembesan lebih besar 10^{-2} cm/det.

Karena cara sumuran dalam ini dilaksanakan pada tanah pondasi dengan koefisien rembesan yang tinggi, maka dengan menghentikan pemompaan di tengah-tengah pekerjaan membuat pemulihan permukaan air tanah secara langsung seperti yang disebabkan karena rintangan dalam pekerjaan.

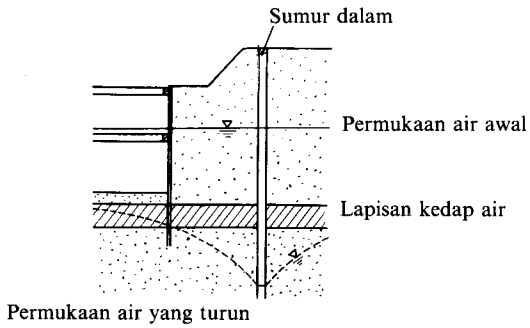
Dalam memompa air tanah, tinggi tekanan pompa maksimum adalah 6 meter jika metode kerja pemompaan yaitu dengan pompa hisap yang dipasang pada permukaan tanah pondasi, sedangkan dengan metode sumuran dalam cara pengeringan air yaitu dengan mendorong air tersebut dari dasar lubang ke atas dengan perantaraan pompa



Gbr. 12.3 Contoh metode sumuran dalam.

di bawah air. Oleh karena itu, karakteristik metode sumuran dalam ini adalah tekanan pompa yang tak terbatas.

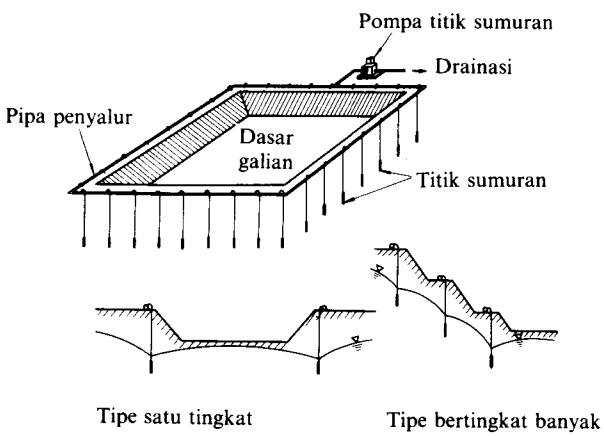
Pada sebuah kasus terlihat bahwa walaupun daerah di dekat dasar galian terdiri dari lapisan kedap air, tetapi di bawah lapisan kedap air ini terdapat lapisan rembesan air dari air tanah artesis. Bila pada tempat semacam ini dilaksanakan penggalian maka tekanan ke atas dari air tanah artesis ini melampaui tekanan tanah pada lapisan kedap tersebut, mengakibatkan heaving. Pada satu saat pancaran air akan memancar dari bagian yang tipis pada lapisan kedap air tersebut. Timbulnya gejala ini sangat membahayakan sehingga perlu diusahakan penurunan tekanan air artesis tersebut seperti diperlihatkan pada Gbr. 12.4.



Gbr. 12.4 Metode sumuran dalam untuk pengurangan tekanan tanah dari lapisan di bawah lapisan kedap air.

12.6 Metode Titik Sumur

Metode titik sumur adalah suatu metode dengan membuat sejumlah sumur kecil atau titik sumur, yang dibuat pada kedua sisi atau di sekitar lubang galian dan air tanah yang mengalir ke lubang galian tersebut diputus dan dipaksa turun sampai di bawah muka air tanah dengan jalan pemompaan yang terus menerus.

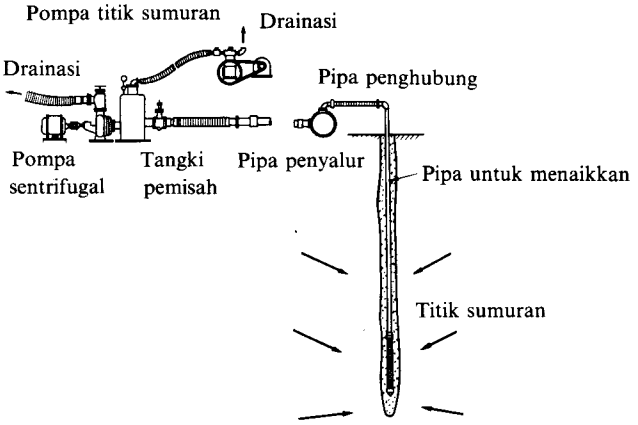


Gbr. 12.5 Metode titik sumur.

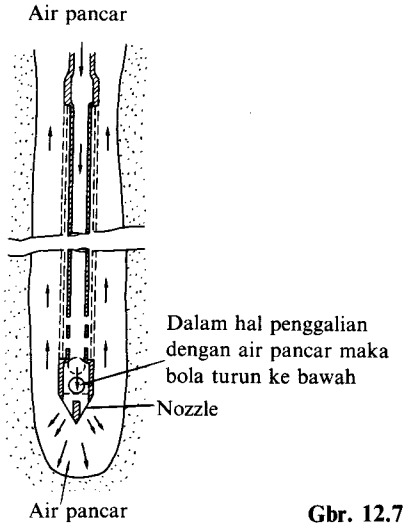
Dengan metode ini turunnya muka air tanah praktis tidak lebih dari 6 meter, yaitu dengan menggunakan drainasi vakum. Bila dalamnya galian besar sedangkan diperlukan penurunan muka air tanah, maka dapat dicoba metode titik sumur dengan dua tahap.

Metode titik sumur ini berbeda dengan metode drainasi gravitasi dan dapat diterapkan secara luas, maksudnya jangkauan penerapannya mulai dari lapisan pasir dengan koefisien rembesan yang tinggi, hingga jenis tanah pondasi dengan nilai koefisien rembesan yang tidak terlalu baik berkisar antara $10^{-4} - 10^{-5}$ cm/det. Satu hal yang lebih penting adalah karena metode titik sumur ini bukanlah metode drainasi yang memompa air dalam jumlah besar, maka kemungkinan kecil terjadinya pengaruh buruk terhadap lingkungan sekitarnya. Di samping itu metode ini mempunyai keuntungan yaitu kadar air tanah di dekat titik sumur berkurang banyak akibat drainasi vakum sehingga kekuatan tanah bertambah.

Dalam metode ini, apa yang disebut titik sumur adalah nama bagian yang dipasang di ujung sebuah pipa pembangkit seperti pada Gbr. 12.6 dimeter luar 5–7 cm dan panjangnya kira-kira 1 meter dan menghisap air tanah keluar. Pada bagian ini, terdapat suatu jaringan kawat yang diselubungkan diluar pipa penyaring. Bila titik sumur sudah



Gbr. 12.6 Titik sumuran & pompa titik sumuran.



Gbr. 12.7 Ujung nozzle dari titik sumur.

dipasang, langkah pertama adalah di sambung ke pompa dan melalui pipa pembangkit diisikan air bertekanan tinggi, kemudian ujung titik sumur, yang dirancang secara khusus seperti pada Gbr. 12.7 akan membentuk sebuah nozzle, kemudian dibuat sebuah lubang bor pada tanah pondasi dengan bantuan semprotan air tersebut, akhirnya masukkan nozzle ke dalam lubang tersebut. Berhubung arah aliran untuk keadaan pemasukan berlawanan sama sekali dengan pemompaan, maka pada ujung titik sumur dipasang sebuah bola kayu yang dirancang sedemikian rupa sehingga bola tersebut akan bergerak ke bawah pada waktu pemasukan dan ke atas pada waktu pemompaan, yang menyebabkan perubahan arah aliran.

Titik sumur diatur pada jarak 1–4 meter yang dihubungkan dengan pipa utama dan terus ke sebuah pompa yang merupakan kombinasi pompa vakum dan pompa sentrifugal, khusus untuk dipakai pada titik sumuran ini.

12.7 Metode Sumuran Dalam Dengan Vakum

Berhubung dalam metode sumuran dalam memakai prinsip aliran alami dengan gravitasi sebagai metode drainasinya, maka dibutuhkan waktu untuk mencapai penurunan muka air tanah, karena untuk jenis tanah di mana koefisien rembesannya kecil seperti pasir halus, maka volume air yang mengalir ke dalam sumur tersebut menjadi kecil dan selanjutnya jarak sumur umumnya lebar, oleh karena itu metode ini bertujuan meningkatkan volume pemompaan dengan cara memberi tekanan negatif pada sumur. Tekanan negatif diperoleh dengan cara menutup rapat-rapat kepala pipa pelindung pada sumur dan dihubungkan ke pompa vakum. Kenaikan volume pemompaan akibat tekanan negatif bervariasi terhadap tekanan negatif, koefisien rembesan tanah pondasi yang bersangkutan dan bangunan sumurnya sendiri, tetapi umumnya berkisar antara 30–50%.

Metode ini dapat dipakai untuk jenis tanah dengan koefisien rembesan sekitar 10^{-3} cm/det, atau lebih sedangkan jangkauan penggunaannya lebih luas dari pada metode sumur dalam.

Pompa yang digunakan untuk memompa air dari dalam sumur setelah ujung pipa pelindung dihubungkan ke pompa vakum, biasanya dipergunakan pompa air biasa.

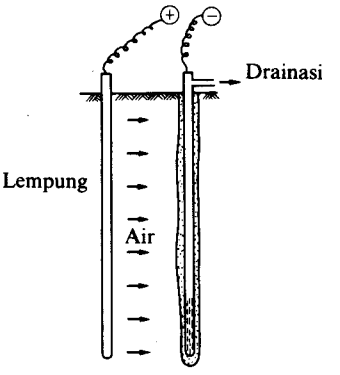
12.8 Metode Osmose-Elektris

Bila tanah pondasi adalah kohesip atau tanah berlanau, akan mempunyai koefisien rembesan yang rendah, maka drainasinya kadang-kadang sulit, walaupun dengan membuat vakum seperti pada metode-metode titik sumur. Dari berbagai contoh bangunan dilaporkan bahwa penggunaan metode osmose elektris pada tanah pondasi yang demikian adalah efektif.

Osmose-elektris adalah suatu perwujudan di mana kadar air tanah bergerak dari elektroda negatif ke elektroda positif pada saat tanah berbutir halus misalnya lempung yang jenuh diberi arus listrik secara langsung. Metode demikian ini disebut metode osmose listrik. Dengan kata lain, seperti terlihat pada Gbr. 12.8 sumur merupakan elektroda negatif, lalu air yang terkumpul dipompa keluar dengan alat pompa.

Karena air di dekat elektroda positif bergerak ke elektroda negatif, kadar air berkurang dan kekuatan tanah bertambah, berarti memperbaiki stabilitas permukaan irisan tanah di sekitar lubang galian. Metode ini bukan metode yang paling baik untuk menurunkan muka air tanah seperti metode yang bertujuan menyempurnakan lapisan tanah yang lunak dengan menaikkan kekuatan geser tanah pondasi tersebut. Kenyataannya baru ada sedikit contoh-contoh pelaksanaan metode ini, dan yang lebih penting adalah efisiensi ekonomis begitu pula persoalan-persoalan teknis dengan metode

ini belum jelas, maka diperlukan survai-survai dan penelitian-penelitian pendahuluan.



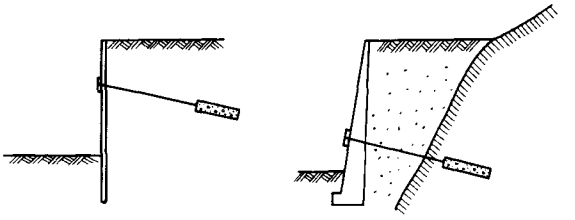
Gbr. 12.8 Prinsip osmosa elektronis.

13 PENJANGKARAN TANAH

13.1 Umum

Metode penjangkaran tanah disebut juga dengan nama Alluvian Anchor, Ground Anchor atau Tieback Anchor, sesuatu yang dikembangkan di Eropah sekitar 20 tahun yang lampau.

Dalam metode ini pemboran dilakukan di dalam tanah pondasi yang baik terdiri dari lapisan berpasir, lapisan berkerikil, lapisan berbutir halus ataupun batuan yang lapuk, serta suatu bagian yang menahan gaya tarik seperti campuran semen dengan kabel baja atau semen dengan batang baja dimasukkan ke dalam lubang hasil pemboran tersebut, kemudian disertai suatu gaya tarik setelahnya untuk memperkuat konstruksinya. Dalam banyak hal dipergunakan untuk melawan tekanan tanah seperti turap ataupun tembok penahan tanah, lihat Gbr. 13.1.



(a) Jangkar tembok turap (b) Jangkar tembok penahan tanah

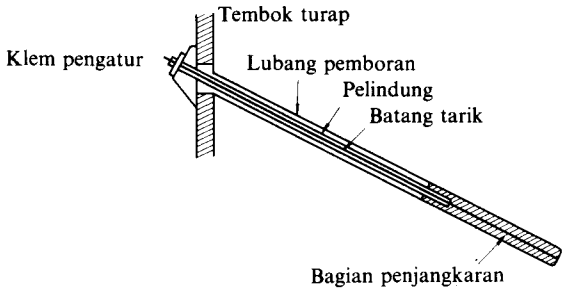
Gbr. 13.1 Contoh jangkar.

Kadang-kadang juga dipergunakan untuk konstruksi yang permanen tetapi pada dasarnya hanyalah dipakai untuk konstruksi sementara. Apabila suatu dinding turap dipasang di suatu daerah di mana sedang dikerjakan penurapan sedangkan penopang ataupun tiang-tiang antara tidak dibutuhkan maka akan diperoleh daerah yang lebih luas di antara dinding turap, yang memungkinkan penggalian dengan alat-alat berat, sehingga pekerjaan yang effektif dan dapat dipertanggung jawabkan diharapkan dapat terlaksana.

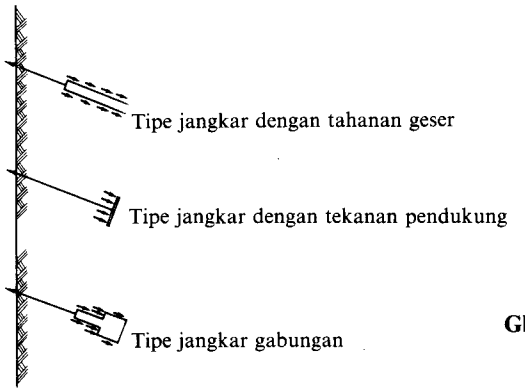
Akan tetapi, karena cara penopang agak murah dibandingkan metode penjangkaran tanah, maka sepanjang menyangkut effisiensi ekonomi, metode penjangkaran tanah hanya dipergunakan dalam keadaan tertentu, di mana tidak ada sesuatu yang bisa memberikan reaksi dengan cara menopangnya.

13.2 Macam-macam Penjangkaran Tanah

Di dalam pelaksanaan pekerjaan penjangkaran tanah yang terutama digarap adalah melubangi tanah pondasi dengan mesin bor lalu dimasukkan ke dalamnya batang tarik



Gbr. 13.2 Sketsa kasar dari jangkar adukan semen.



Gbr. 13.3 Tipe-tipe jangkar.

dan kemudian digrout dengan semen (Gbr. 13.2). Dapat ditambahkan bahwa banyak metode-metode baru yang dipakai dengan menggunakan bentuk baru dari batang tarik ataupun metode-metode pelaksanaannya. Grouting dengan semen misalnya dapat diganti dengan suatu urethan system, cairan kimia yang bisa mengembang atau suatu epoxi-resin, ataupun metode mekanis di mana setelah dipasang jangkarnya maka bagian tersebut diputar dari permukaan tanah atau suatu daun pengunci untuk memegang jangkar tersebut di dalam tanah pondasi.

Suatu hal yang sulit untuk mengikhtisarkan beraneka ragam metode-metode itu, tetapi menggolongkan metode penjangkaran di dalam tanah dapat dijelaskan dalam Gbr. 13.3.

1) Penjangkaran dengan tahanan geser. Jenis ini memakai batang jangkar yang silindris yang digrout di dalam lubang bor dan gaya tarik ditimbulkan dari tahanan geser yang bekerja sekelilingnya.
2) Penjangkaran dengan plat pemikul. Jenis ini menggunakan suatu plat massif yang dipasang di dalam tanah sehingga tekanan tanah pasipnya yang bekerja dapat menahan gaya tarik.
3) Penjangkaran gabungan. Di mana ada bagian-bagian yang diperbesar dan tekanan pasip bersama-sama tahanan geser batangnya yang menahan gaya tarik, sehingga dapat disebut sebagai gabungan dari kedua metode terdahulu. Untuk membuat penjangkaran dengan diameter besar pembuatan lubangnya perlu menggunakan mata bor khusus atau semburan air bertekanan tinggi.

Dewasa ini jenis 1) yang paling sering dipergunakan sedangkan jenis 2) dan 3) dipergunakan apabila suatu lapisan tanah mempunyai tahanan geser yang tidak dapat diandalkan pada suatu kedalaman tertentu, atau lapisan yang lebih padat seperti mudstone terdapat pada kedalaman yang dangkal serta tahanan dapat diperoleh malahan dari pemboran yang dangkal saja.

13.3 Perencanaan Jangkar

Untuk keperluan perencanaan jangkar suatu penyelidikan tanah adalah sangat penting dan jenis lapisan tanah serta tingkat kepadatannya perlu diselidiki benar-benar.

(*1*) *Kekuatan leleh dari jangkar:* Kekuatan tarik suatu jangkar tergantung dari tahanan geser di satu pihak, tahanan pasip yang bekerja di muka jangkar dengan penampang yang besar di lain pihak, serta gabungan antara keduanya.

Suatu persamaan untuk menghitung gaya tarik batas adalah sebagai berikut: (Gbr. 13.4).

$$T_u = \pi D_1 \int_{z_1}^{z_1+l_1} \tau_z \cdot dz + q \cdot s + \pi D_2 \int_{z_2}^{z_2+l_2} \tau_z \cdot dz \tag{13.1}$$

Di mana, T_u: Kekuatan batas leleh
D_1: Garis tengah jangkar
D_2: Garis tengah batang jangkar yang membesar
τ_z: Tahanan tarik dari jangkar terhadap pondasi pada kedalaman z
q: Tahanan tarik dari bagian jangkar yang membesar
s: Luas dari bagian jangkar yang membesar

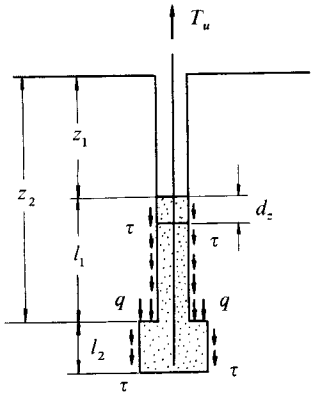
Dalam hal penjangkaran dengan tahanan geser maka suku pertama saja di bagian kanan persamaan 13.1 tidak menimbulkan persoalan, dan suku kedua perlu dipertimbangkan pada jenis penjangkaran dengan plat pemikul. Dari hasil-hasil pengalaman yang lalu maka suatu perkiraan kasar dari tahanan tarik adalah seperti Tabel 13.1.

Adalah kenyataan bahwa di Jepang di mana ada beberapa kasus pada jenis penjangkaran dengan pembesaran, perhitungan kekuatan leleh seringkali dilakukan dengan menggunakan suku pertama saja.

(*2*) *Kekuatan leleh yang diperkenankan dari jangkar:* Kekuatan leleh batas dari jangkar didapat dengan mengalikan nilai kekuatan leleh rencana dengan suatu faktor keamanan. Dengan lain perkataan, bila kekuatan leleh batas adalah T_a dan faktor keamanan adalah F_s, maka kekuatan leleh yang diperbolehkan adalah:

$$T_a = \frac{T_u}{F_s} \tag{13.2}$$

Biasanya faktor keamanan dianggap lebih besar daripada nilai-nilai yang berkaitan dengan penggunaan jangkar tersebut. Yaitu 1,5 bila untuk konstruksi sementara dan 2,5 bila untuk konstruksi permanen.



Gbr. 13.4 Kekuatan leleh dari jangkar.

Tabel 13.1 Perkiraan kasar dari perlawanan geser yang bekerja pada permukaan jangkar (berdasarkan pada Persatuan Jangkar Tanah).

Macam dari tanah pondasi			Perlawanan geser (kg/m^2)
Batuan dasar	Batuan keras		15–25
	Batuan lembek		10–15
	Batuan lapuk		6–10
	Batuan lumpur		6–12
Kerikil	Nilai *N* (SPT)	10	1,0–2,0
		20	1,7–2,5
		30	2,5–3,5
		40	3,5–4,5
		50	4,5–7,0
Pasir	Nilai *N* (SPT)	10	1,0–1,4
		20	1,8–2,2
		30	2,3–2,7
		40	2,9–3,5
		50	3,0–4,0
Tanah kohesif			1,0 C

Catatan: 1. Karena nilai-nilai diperoleh dari pengujian tarik dari penjangkaran dengan penekanan seperti jangkar PS atau jangkar yang digrout, maka nilai-nilai di atas harus direduksi untuk jenis penjangkaran yang tanpa penekanan

2. Bila ketebalan tanah penutup kurang dari 4 m, nilai-nilai tersebut harus direduksi

Dalam praktek, kekuatan leleh rencana untuk tiap jangkar diperkirakan sekitar 30 sampai 70 ton apabila di dalam lapisan tanah, serta sekitar 60 sampai 120 ton bila di dalam lapisan batuan, tidak perlu pengawasan pelaksanaan yang ketat dan hasilnya aman serta effisien dari segi ekonomi.

(*3*) *Susunan jangkar:* Karena tahapan dan jarak antara jangkar-jangkar tergantung dari keadaan geologinya maka jenis dan karakteristik bangunan yang perlu penjangkaran ditentukan dengan pertimbangan keamanan dan effisiensinya.

Pada penjangkaran yang berlapis terdapat banyak hal di mana susunan jangkar ditentukan oleh kekuatan dan jaraknya dari suatu tiang pusat. Jarak vertikal biasanya sekitar 2,5 sampai 5,0 m dan jarak mendatar antara 1,5 sampai 4,5 meter. Tergantung dari jarak jangkar, pengaruh kelompok perlu diperhitungkan tetapi data-data pengujiannya masih sulit diperoleh pada waktu ini.

(*4*) *Proses perencanaan jangkar:* Perencanaan jangkar dilaksanakan seperti berikut apabila pekerjaan penyusunan letak jangkar dan beban rencana telah diperhitungkan.

1) Bahan baja untuk beban rencana
2) Kekuatan leleh batas dari pencabutan sesuai dengan pertimbangan faktor keamanan
3) Pemilihan mesin bor sesuai keadaan tanah dan garis tengah dari jangkar
4) Panjang batang jangkar
5) Pengujian adhesinya

Hal-hal seperti tersebut di atas dilakukan, tetapi bila sesuatu yang tidak sesuai terdapat pada prosedur itu, maka perlu dicoba lagi dari semula. Bila kesempatan masih memungkinkan susunan jangkar atau beban rencana diganti untuk pemeriksaan lainnya. Tahap perencanaan dari kekuatan leleh jangkar itu sendiri telah dijelaskan dalam bab ini, tetapi sebagai tambahan perlu sekali diperiksa kestabilan secara menyeluruh dari penjangkaran ini bersama-sama dengan bangunannya sebagai satu kesatuan seperti terlihat pada Gbr. 13.5.

Gbr. 13.5 Sketsa kasar kerusakan menyeluruh.

13.4 Pengujian Jangkar

Tidak berselang begitu lama sejak metode penjangkaran tanah dikembangkan dan hasil-hasil pelaksanaannya juga termasuk sedikit, seperti pula metode pembangunannya yang mempunyai banyak persoalan yang belum terpecahkan. Dengan kata lain dewasa ini masih jauh dari sempurna, bahwa meskipun dengan pengawasan mutu dari metode-metode pelaksanaan dan teknik konstruksinya, masih ada perbedaan besar dalam penentuan kekuatan leleh dari jangkar, masih sulit untuk menentukan kekuatan leleh ini dengan ketelitian yang sempurna karena belum ada metode-metode untuk memperkirakan kekuatan leleh dari jangkar tersebut, serta pula keadaan tanah untuk penjangkaran tidak diketahui dan memerlukan kepercayaan dalam pelaksanaannya karena umumnya keadaan tanah cukup rumit.

Pengumpulan contoh-contoh pelaksanaan, perbaikan metodenya, kumpulan dan analisa data dimasukkan untuk berangsur-angsur membantu memecahkan persoalannya, tetapi hingga saat ini pengetahuan tentang kekuatan leleh dari jangkar masih terpaksa tergantung dari percobaan pencabutan pada jangkar yang sudah terpasang. Sehingga adalah wajib bila dalam banyak hal perlu dipastikan apakah kekuatan leleh dari jangkar telah memenuhi syarat beban rencana, yang didapat dari percobaan pencabutan jangkar yang telah terpasang.

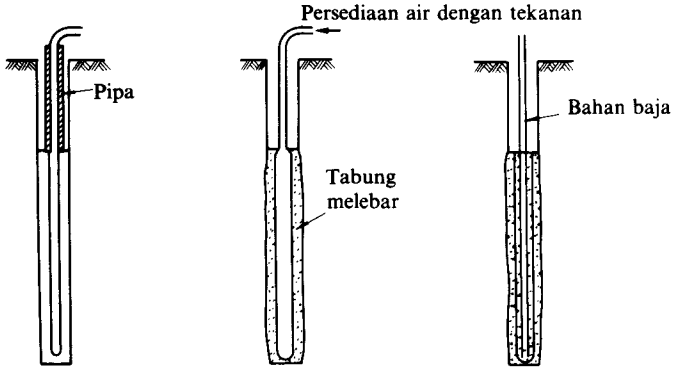
13.5 Berbagai Metode Penjangkaran Tanah

Suatu penjelasan singkat dari beberapa metode penjangkaran yang dipakai pada saat ini di Jepang akan dikemukakan di sini.

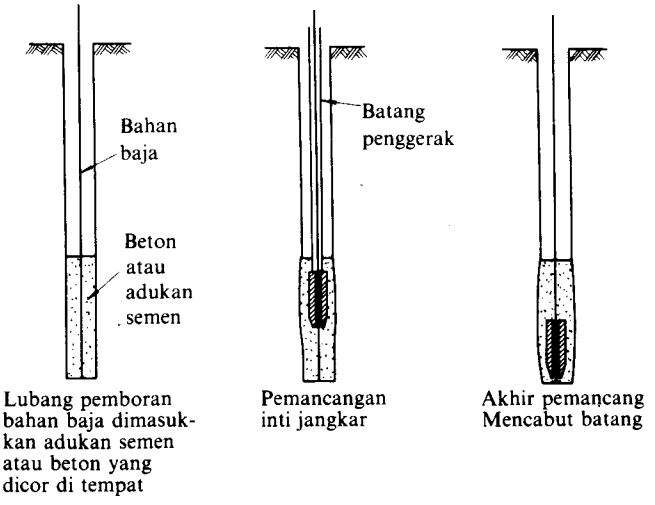
(*1*) *Metode penjangkaran dengan grouting:* Setelah suatu batang PC baja atau kabel baja terpasang sebagai batang tarik di dalam lubang hasil pemboran, dilaksanakan grouting dan batang tarik ini dijangkar. Untuk menghindari mengalir keluarnya adukan semen dari lubang waktu sedang digrouting, perlu dipasang alat khusus di dalam lubang tersebut yaitu "Packer" untuk menahan tekanan tinggi. Cara ini dimaksudkan untuk mengeraskan dinding lubang secukupnya, yang agak urai karena grouting pada suatu kekuatan leleh yang besar.

(*2*) *Metode penjangkaran dengan tabung bertekanan:* Adalah metode di mana suatu tabung yang dapat mengembang dimasukkan ke dalam lubang hasil pemboran dan adukan mengisi bagian luar dari dinding tabung dan kemudian air bertekanan dimasukkan ke dalam tabung tersebut agar mengembang, sehingga bagian luar tabung tertekan dan dapat menjadi keras. Setelah mengeras tabung tersebut dikeluarkan dan batang tarik dimasukkan mengganti tempat tabung tadi dan diberi tambahan adukan, hingga selesailah pemasangan jangkar tersebut, yang juga disebut jangkar PS. (Gbr. 13.6)

(*3*) *Metode penjangkaran dengan penekanan:* Suatu batang PC baja dimasukkan ke lubangnya dan adukan diisikan ke dalam dasar lubang, lalu beton bertulang yang berlubang di tengahnya sebagai inti dari jangkar ini dengan batang baja tadi sebagai pengarahnya dipukul masuk ke dalam adukannya menyebabkan adukan ini memperbesar dinding lubangnya, sehingga tahanan cabut dari jangkar tersebut diperbesar. Disebut juga jangkar baji. (Gbr. 13.7)



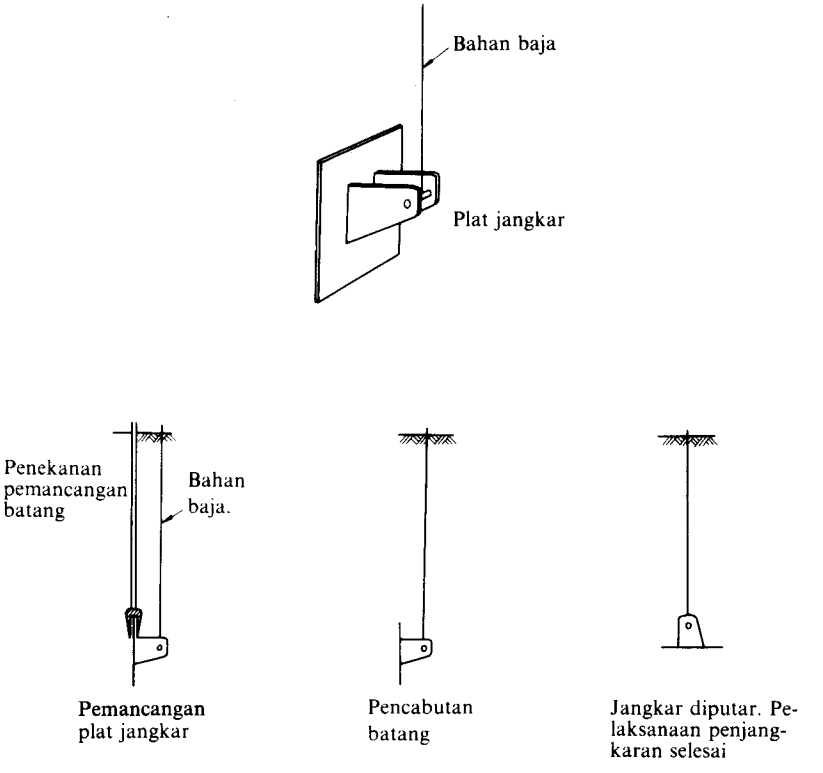
Gbr. 13.6 Metode jangkar dengan tabung tekanan.



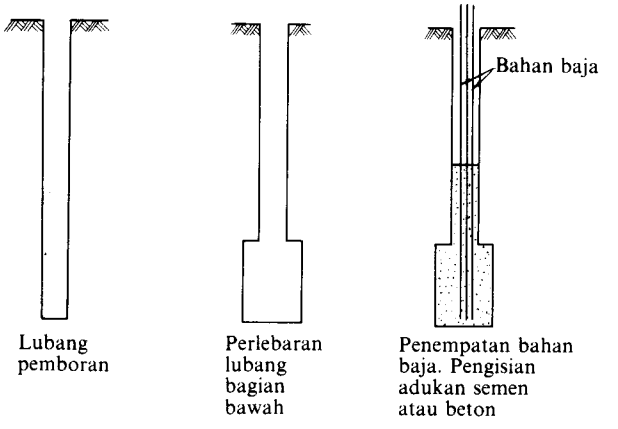
Gbr. 13.7 Metode jangkar dengan inti yang dipancang.

(4) *Metode penjangkaran plat:* Metode ini disebut metode penjangkaran mekanis. Terdiri dari batang baja dan bagian jangkar yang terbuat dari plat baja dan dimasukkan ke dalam tanah dengan dipukul. Setelah dimasukkan batang-batang baja itu ditarik sehingga plat tadi berputar dan menjadi plat penahan, lihat Gbr. 13.8.

Dalam metode penjangkaran mekanis ini ada juga suatu jenis yang jangkarnya dimasukkan ke dalam lubang bor, sebagai tambahan dari jenis jangkar yang dipukul



Gbr. 13.8 Metode pelat jangkar.



Gbr. 13.9 Metode jangkar UAC.

seperti metode jangkar dengan plat tadi. Jenis jangkar yang dipukul biasanya dipergunakan untuk beban rencana yang agak kecil di mana gaya tarik kurang dari 20 ton. Hal ini ditandai dari cara pelaksanaannya yang mudah dan prinsipnya sederhana. (Gbr. 13.8)

(5) *Metode jangkar UAC:* Metode ini adalah dengan pembesaran lubang. Telah dikembangkan di Inggris dan banyak digunakan di sana. Caranya berdasarkan bahwa setelah dibor sampai kedalaman yang diperlukan, suatu mata bor khusus dipakai untuk memperbesar bagian dasar lubang yang mengakibatkan meningkatnya tahanan cabut jangkar tersebut seperti terlihat pada Gbr. 13.9.

Metode pelaksanaannya setelah dasar lubang dibesarkan adalah seperti metode jangkar gabungan.

14 TEMBOK PENAHAN

14.1 Macam Dan Pemakaian Tembok Penahan

Tembok penahan adalah suatu bangunan yang dibangun untuk mencegah keruntuhan tanah yang curam atau lereng yang dibangun di tempat di mana kemantapannya tidak dapat dijamin oleh lereng tanah itu sendiri, dipengaruhi oleh kondisi gambaran topografi tempat itu, bila dilakukan pekerjaan tanah seperti penanggulan atau pemotongan tanah. Terutama, bila jalan dibangun berbatasan dengan sungai atau danau atau tanah paya, tembok penahan itu dibangun untuk melindungi kemiringan tanah, dan melengkapi kemiringan dengan pondasi yang kokoh.

Macam-macam tembok penahan seperti yang diperlihatkan pada Gbr. 14.1 digolongkan menurut bahan-bahan yang dipakai untuk bentuk bangunannya.

14.1.1 Tembok Penahan Tembok Batu Dan Yang Berupa Balok

Tembok penahan jenis ini digunakan terutama untuk pencegahan terhadap keruntuhan tanah, dan lebih lanjut lagi digunakan apabila tanah asli di belakang tembok itu cukup baik dan tekanan tanah dianggap kecil. Hal ini termasuk ke dalam kategori di mana kemiringannya lebih curam dari 1 : 1 dan dibedakan dari pemasangan batu dengan kemiringan muka yang lebih kecil. Terdapat dua macam tembok penahan yaitu penembokan kering (*dry masonry*) dan penembokan basah (*water masonry*), seperti yang diperlihatkan pada Gbr. 14.2 dan terutama dibagi menjadi penembokan tak searah dan penembokan searah tergantung dari cara penterasan batu.

Tembok penahan jenis ini digunakan luas sebagai dinding penahan tanah rendah karena biaya pekerjaannya rendah dan pelaksanaan pekerjaannya mudah dilakukan sesuai dengan sumbu jalan.

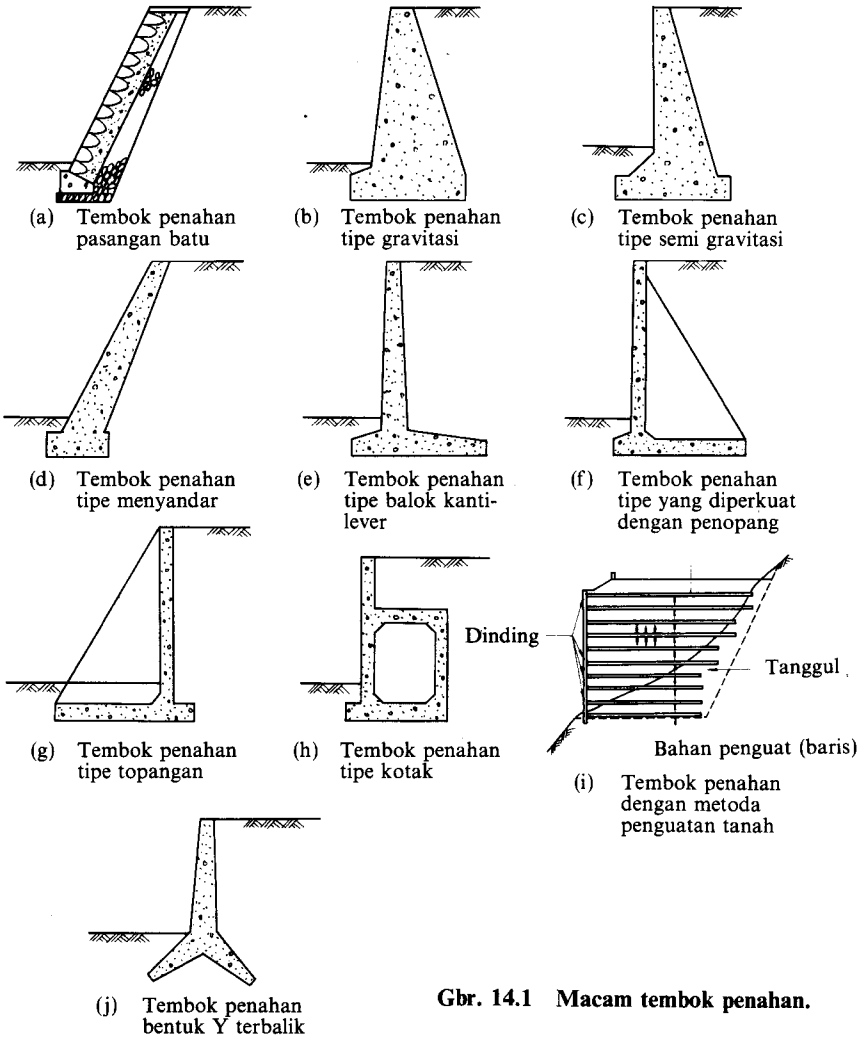
14.1.2 Tembok Penahan Beton Tipe Gravitasi (Tipe Semigravitasi)

Tembok penahan macam gaya berat bertujuan untuk memperoleh ketahanan terhadap tekanan tanah dengan beratnya sendiri. Karena bentuknya yang sederhana dan juga pelaksanaan yang mudah, jenis ini sering digunakan apabila dibutuhhan konstruksi penahan yang tidak terlalu tinggi atau bila tanah pondasinya baik.

Sama halnya dengan tembok penahan tipe semi gravitasi, yaitu mendapatkan kemantapan dengan beratnya sendiri, tetapi dalam jenis ini batang tulangan disusun karena adanya tegangan tarik pada badan tembok dan ini digunakan sama halnya seperti pada tembok penahan jenis gravitasi yang besar dan kebutuhannya sesuai dengan yang diperlukan.

14.1.3 Tembok Penahan Beton Dengan Sandaran (*Lean against type*)

Tembok penahan dengan sandaran sebenarnya juga termasuk dalam kategori



(a) Tembok penahan pasangan batu
(b) Tembok penahan tipe gravitasi
(c) Tembok penahan tipe semi gravitasi
(d) Tembok penahan tipe menyandar
(e) Tembok penahan tipe balok kantilever
(f) Tembok penahan tipe yang diperkuat dengan penopang
(g) Tembok penahan tipe topangan
(h) Tembok penahan tipe kotak
(i) Tembok penahan dengan metoda penguatan tanah
(j) Tembok penahan bentuk Y terbalik

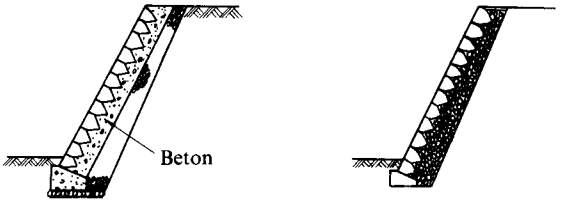
Gbr. 14.1 Macam tembok penahan.

tembok penahan gravitasi tetapi cukup berbeda dalam fungsinya.

Apabila dikatakan dengan cara lain, maka tembok penahan tipe gravitasi harus berdiri pada alas bawahnya meskipun tidak ada tanah timbunan di belakang tembok itu, oleh karena itu berat tembok haruslah besar, dan tergantung dari kebutuhan besarnya kapasitas daya dukung tanah pondasi. Akibatnya, bila diperlukan tembok penahan yang tinggi maka tembok penahan jenis ini tidak dipakai.

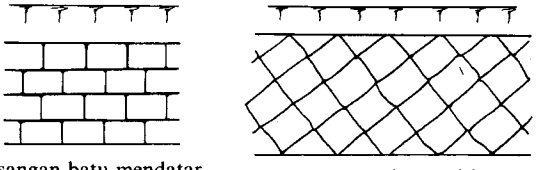
Dengan perkataan lain, tembok penahan beton dengan sandaran berbeda dalam kondisi kemantapan dan direncanakan supaya keseimbangan tetap terjaga dengan keseimbangan berat sendiri badan tembok dan tekanan tanah pada permukaan bagian belakang, atau dengan kata lain, dengan dorongan dari kedua gaya tersebut. Akibatnya apabila tanah di bagian belakang permukaan dihilangkan akan mengakibatkan tembok itu terguling. Karena alasan-alasan tersebut di atas, volume beton haruslah sedikit dan akibatnya tembok menjadi ekonomis dan dapat dipakai dalam jangkauan luas, tetapi tidak dapat digunakan apabila tanah pondasi ada dalam bahaya penurunan ataupun bahaya gelincir.

Dapat ditambahkan, karena ruang pelaksanaan yang relatif sedikit dalam tembok penahan jenis ini maka terdapat keuntungan tersendiri seperti diperbolehkannya lalu



Pasangan batu dengan adukan Pasangan batu kering

(a) Klasifikasi menurut bahan yang digunakan



Pasangan batu mendatar Pasangan batu miring

(b) Klasifikasi menurut cara pemasangan batu

Gbr. 14.2 Macam-macam tembok penahan pasangan batu (balok).

lintas mobil selama pelaksanaannya pada jalan-jalan pegunungan seperti yang diperlihatkan pada Gbr. 14.12 (selanjutnya), dengan demikian banyaklah contoh konstruksi pada jalan pegunungan diselidiki.

14.1.4 Tembok Penahan Beton Bertulang Dengan Balok Kantilever

Tembok penahan dengan balok kantilever tersusun dari suatu tembok memanjang dan suatu pelat lantai. Masing-masing berlaku sebagai balok kantilever dan kemantapan dari tembok didapatkan dengan berat badannya sendiri dan berat tanah di atas tumit pelat lantai.

Karena tembok penahan jenis ini relatif ekonomis dan juga relatif mudah dilaksanakan, maka jenis ini juga dipakai dalam jangkauan luas.

14.1.5 Tembok Penahan Beton Bertulang Dengan Penahan (*Buttress*)

Suatu pendekatan mengenai kemantapan tembok penahan dengan penahan dilakukan sama halnya pada tembok penahan tipe balok kantilever, kecuali bahwa tipe ini dibangun pada sisi tembok di bawah tanah tertekan untuk memperkecil gaya irisan yang bekerja pada tembok memanjang dan pelat lantai.

Dalam kenyataannya, tembok penahan jenis ini pada umumnya hanya membutuhkan bahan yang sedikit. Jenis ini digunakan untuk tembok penahan yang cukup tinggi. Kelemahan dari tembok penahan jenis ini adalah pelaksanaannya yang lebih sulit daripada jenis lainnya dan pemadatan dengan cara rolling pada tanah di bagian belakang adalah jauh lebih sulit.

14.1.6 Tembok Penahan Beton Bertulang Dengan Tembok Penyokong

Tembok penahan dengan tembok penyokong berfungsi sama seperti dinding penahan

dengan penahan, tetapi tembok penyokong yang berhubungan dengan penahan ditempatkan pada sisi yang berlawanan dengan sisi di mana tekanan tanah bekerja.

Karena dalam tembok penahan jenis ini, berbeda dari tembok penahan yang diperlihatkan pada pasal (14.1.4) dan (14.1.5), berat tanah di atas bagian tumit pelat lantai tidak dapat digunakan untuk menjamin kemantapan, maka dibutuhkan lebar pelat lantai yang besar dan akibatnya jenis ini tidak dipakai lebih dari yang dibutuhkan kecuali dalam hal di mana suatu kondisi khusus yang tak memungkinkan membangun pelat lantai di belakang tembok penahan dapat teratasi.

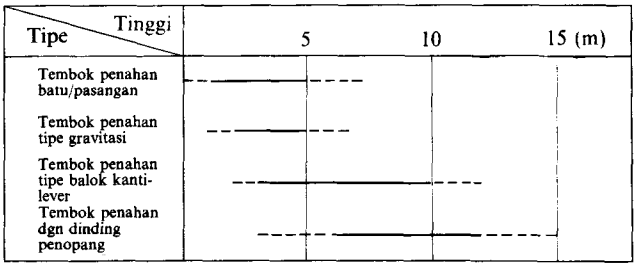
14.1.7 Tembok Penahan Khusus

Jenis ini adalah tembok penahan khusus yang tidak termasuk dalam tembok penahan yang disebutkan dalam pasal (14.1.1) sampai pasal (14.1.6). Jenis ini dibagi menjadi tembok penahan macam rak, tembok penahan tipe kotak, tembok penahan terbuat di pabrik, tembok penahan yang menggunakan jangkar, tembok penahan dengan cara penguatan tanah dan tembok penahan berbentuk Y terbalik.

14.1.8 Pemilihan Macam Tembok Penahan

Berbagai macam tembok penahan digunakan seperti disebutkan di atas dan dalam memilih macamnya, penting untuk mengetahui seluruhnya sifat-sifat tanah pondasi, macam pondasi, kondisi tempat, kondisi pelaksanaan dan efisiensi ekonomis.

Sebagai pegangan anda, standar ketinggian tembok yang sering digunakan diperlihatkan pada Gbr. 14.3.



Gbr. 14.3 Tinggi pemakaian baku pada berbagai tembok penahan.

14.2 Perencanaan Tembok Penahan

Umumnya, tembok penahan digunakan untuk tempat di mana penanggulan atau pemotongan tanah untuk menyelaraskan spesifikasi tidaklah mungkin dilakukan karena beberapa alasan dalam pekerjaan tanah jalan raya atau susunan perumahan padat dan menahan tekanan tanah. Hal pertama dalam merencanakan tembok penahan adalah membuat jelas semua alasan yang dituntut oleh tembok penahan itu dan membuat rencana sedemikian rupa yang sesuai dengan tujuannya.

Dalam mengamati rencana perencanaan juga perlu dipelajari apakah perencanaan itu sesuai dengan rencana jalan raya atau perencanaan jalan raya sebagai suatu keseluruhan & membuat suatu rencana yang dapat dilaksanakan, dan yang terpenting dari segalanya adalah bila cukup menguntungkan dilihat dari aspek efisiensi ekonomi. Hal-hal dasar dalam merencanakan tembok penahan sebaiknya sebagai contoh perencanaan dijelaskan di bawah ini.

14.2.1 Hal-hal Dasar Dalam Merencanakan Tembok Penahan

(*1*) *Beban yang dipakai untuk perencanaan:* Beban yang terutama dipakai dalam perencanaan adalah sebagai berikut:

(a) Berat sendiri tembok penahan: Berat sendiri tembok penahan yang digunakan dalam perhitungan kemantapan (*stability*) adalah berat tembok penahan itu sendiri dan berat tanah pada bagian atas tumit pelat lantai seperti diperlihatkan pada Gbr. 14.4, dalam hal dipakai tembok penahan tipe balok kantilever.

(b) Tekanan tanah: Tekanan tanah dicari seperti pada pasal mengenai tekanan tanah yang dijelaskan pada Bab 2.

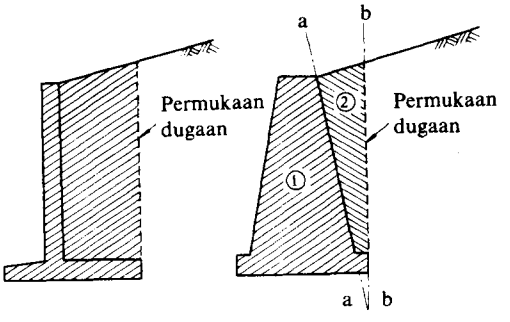
(c) Beban pembebanan: Apabila permukaan tanah di belakang dinding akan digunakan untuk jalan raya atau lainnya, maka pembebanan itu harus dimasukkan dalam perhitungan. Beban dianggap sebesar 1 ton/m^2 dalam hal pembebanan mobil.

(d) Beban lainnya: Beban lainnya seperti daya apung dan tekanan air bila disebutkan maka beban itu harus dimasukkan dalam perhitungan.

(*2*) *Kemantapan tembok penahan:* Apabila diamati kemantapan tembok penahan, maka pertimbangkanlah hal-hal yang terdapat dalam bagian 1)–3). Tetapi perlu juga untuk memperhatikan bagian 4), tergantung pada situasi lapangan dan ukuran daripada tembok penahan. Untuk bagian 1)–3) disarankan untuk melihat kembali pada Bab 5 mengenai Pondasi Telapak (Spread Foundation).

1) Kemantapan terhadap guling
2) Kemantapan terhadap longsor
3) Kemantapan terhadap daya dukung tanah pondasi
4) Kemantapan keseluruhan sistim termasuk penanggulan/pengisian pada bagian belakang dan tanah pondasi sebagai suatu kesatuan

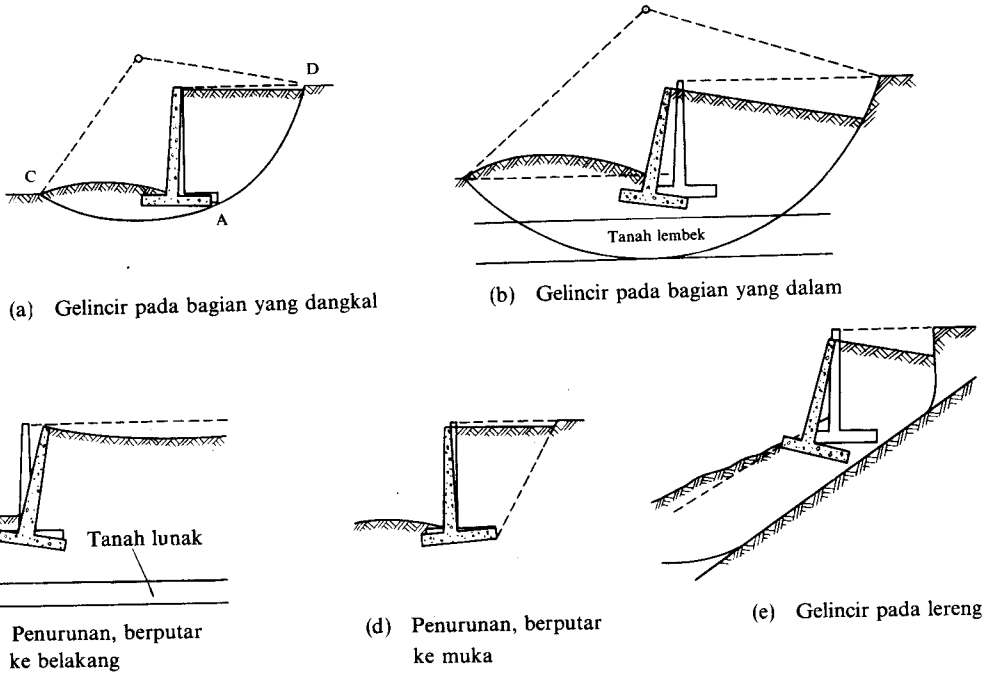
Untuk bagian 4), harus didiskusikan apabila ternyata terdapat lapisan lunak di bawah tanah pondasi. Dalam hal seperti ini, longsor dengan bidang lengkung melingkar atau penurunan yang berbeda akan terjadi dan pada tembok penahan yang dibangun pada tebing itu, kelongsoran tanah atau pengurangan daya dukung tanah pondasi dikhawatirkan akan mempengaruhi (lihat Gbr. 14.5). Apabila kejadian ini diramalkan



Catatan: 1) Apabila digunakan teori tekanan tanah Coulomb maka diambil *1*, tetapi apabila digunakan teori tekanan tanah Rankine atau Terzaghi maka diambil ①dan ②

2) a-a: Permukaan yang dipengaruhi tekanan tanah Coulomb
b-b: Permukaan yang dipengaruhi tekanan tanah Rankine atau Terzaghi

Gbr. 14.4 Pendekatan berat sendiri tembok penahan tanah.



(a) Gelincir pada bagian yang dangkal

(b) Gelincir pada bagian yang dalam

(c) Penurunan, berputar ke belakang

(d) Penurunan, berputar ke muka

(e) Gelincir pada lereng

Gbr. 14.5 Garis besar kemantapan sebagai suatu keseluruhan.

terjadi maka disarankan untuk mengamati kemantapan sistim keseluruhan sebagai suatu kesatuan dengan mempergunakan analisa kelongsoran dengan bidang lengkung melingkar.

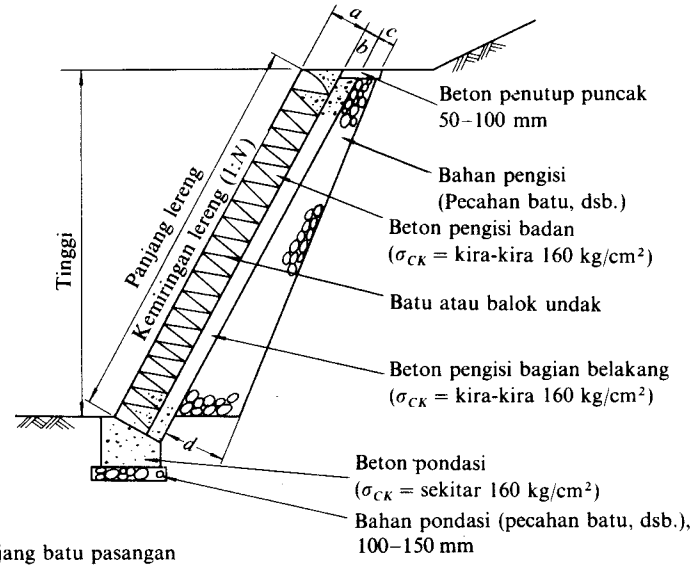
14.2.2 Pendekatan Terhadap Perencanaan Bermacam-macam Tembok Penahan Dan Contoh-contoh Perencanaan

(*1*) *Tembok penahan tembok batu* (*stone masonry*) *dan pasangan balok* (*block work*)*:* Struktur dasar dari tembok penahan ini seperti diperlihatkan pada Gbr. 14.6. Tetapi masih banyak kesukaran dalam latar belakang teoritisnya sejauh cara perencanaan terlibat dan akhirnya bahwa hal ini masih sebagai bahan percobaan. Dengan kata lain, posisi tidak terkukuhkan oleh ketahanan monolit seperti halnya pada tembok penahan beton, tetapi oleh sifat saling mengait tiap balok atau batu. Apabila sesuatu sebab keseimbangan tersebut hilang, akan terjadi penggembungan permukaan tembok atau copotnya batu, & akhirnya berakibat terjadinya keruntuhan.

Oleh karena itu, dalam dasar perencanaan di Jepang dianggap harganya seperti pada Tabel 14.1, dan dengan memperhatikan harga perkiraan ini maka perencanaan diselesaikan.

Dapat ditambahkan, pada tembok penahan jenis ini, terpaksa harus digunakan bahan timbunan sebagai pencegahan terhadap peningkatan tekanan di bagian belakang tembok penahan yang dikarenakan tekanan air. Standar bahan timbunan tersebut ditetapkan seperti terlihat pada Tabel 14.2. Tabel 14.2 untuk bagian penanggulan tembok penahan dalam perencanaan, sedangkan untuk bagian pemotongan tanah lebih baik bila dalam perencanaan dibuat dengan menggunakan ketebalan seragam kira-kira 20–40 cm.

(*2*) *Tembok penahan tipe gravitasi* (*Gravity type*)*:* Pada tembok penahan tanah tipe



a : Panjang batu pasangan
b : Tebal beton pengisi bagian belakang (100–150 mm)
(Bagian bawah dibuat tebal dan bagian atas dibuat sekitar 100 mm apabila dinding tinggi)
c : Tebal bagian atas bahan pengisi bagian belakang
d : Tebal bagian bawah bahan pengisi bagian belakang.

Gbr. 14.6

Tabel 14.1 Tinggi tegak lurus, perbandingan kemiringan tebing dan panjang balok (batu).

Tinggi tegak lurus (m)		0–1,5	1,5–3,0	3,0–5,0	5,0–7,0
Kemiringan lereng	Penanggulan	1 : 0,3	1 : 0,4	1 : 0,5	1 : 0,6
	Pemotongan tanah	1 : 0,3	1 : 0,3	1 : 0,4	1 : 0,5
Panjang balok (batu) (cm)	Pasangan batu kering	35	35–45	—	—
	Pasangan batu dengan adukan semen (Hanya badan yang diisi)	25	35–45	45	—
	Pasangan batu adukan (pengisian badan dan pengisian belakang)	25 × 5* = 30	(25–35) + 10* = 35–45	(35–45) + 15* = 50–60	(35–45) + 20* = 55–65

Catatan: Tanda* dalam Tabel menunjukkan tebal beton

Tabel 14.2 Tinggi tegak lurus dan tebal bahan pengisi bagian belakang.

Tinggi tegak lurus (m)		0–1,5	1,5–3,0	3,0–5,0	5,0–7,0
Tebal (cm)	Bagian atas	20–40	20–40	20–40	20–40
	Bagian bawah	30–60	45–75	60–100	80–120

gravitasi, maka dalam perencanaan harus tidak terjadi tegangan tarik pada setiap irisan badannya.

Mengingat bentuk dan ukuran badannya, lebih baik perhatikanlah hal-hal berikut ini (lihat Gbr. 14.7).

1) Pada umumnya lebar pelat lantai B dianggap antara 0,5 H–0,7 H dari tinggi tembok penahan.
2) Lebar bagian puncaknya B' dianggap lebih dari 0,2 m dari titik pelaksanaan. Bila dibuat pagar pengaman maka ditetapkan lebih dari 30 cm.

Contoh perencanaan diperlihatkan di bawah ini.

(a) Kondisi perencanaan:

(i) Tinggi tembok penahan dan kondisi permukaan belakang: lihat Gbr. 14.8.

(ii) Tekstur tanah di permukaan belakang dan pemakaian rumus.
Tekstur tanah: Tanah berpasir dengan permeabilitas rendah/kecil termasuk juga lanau dan lempung (γ_s = 1,9 t/m^3).
Tekanan tanah: berdasarkan rumus Terzaghi.

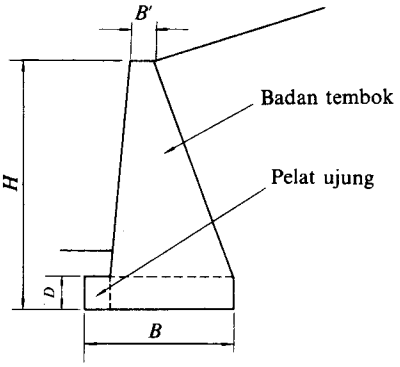
(iii) Tegangan satuan yang diijinkan.
Beton (berat isi γ_c = 2,35 t/m^3):
Kekuatan rencana: σ_{ck} = 180 kg/cm^2.
Tegangan tekan lentur yang diijinkan: σ_{ca} = 60 kg/cm^2.
Tegangan geser yang diijinkan: τ_a = 8 kg/cm^2.

(iv) Faktor keamanan.
Titik peralihan: Titik kerja resultante dianggap berada dalam daerah sepertiga lebar pelat lantai dari pusat pelat lantai.
Gelincir: F_s = 1,5.
Daya dukung yang diijinkan: Q_a = 15 t/m^2.

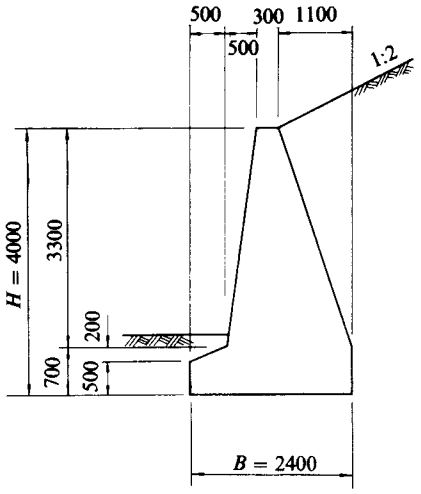
(v) Koefisien geser alas: μ = 0,6.

(b) Berat sendiri dan tekanan tanah: Apabila penampang dibagi menjadi beberapa penampang seperti pada Gbr. 14.9 dan berat sendiri tiap penampang ditetapkan sebagai W_1–W_8 dan jarak mendatar dari titik A ke pusat gaya berat masing-masing penampang ditetapkan berturut-turut sebagai l_1–l_8, maka hasilnya disusun seperti terlihat pada Tabel 14.3.

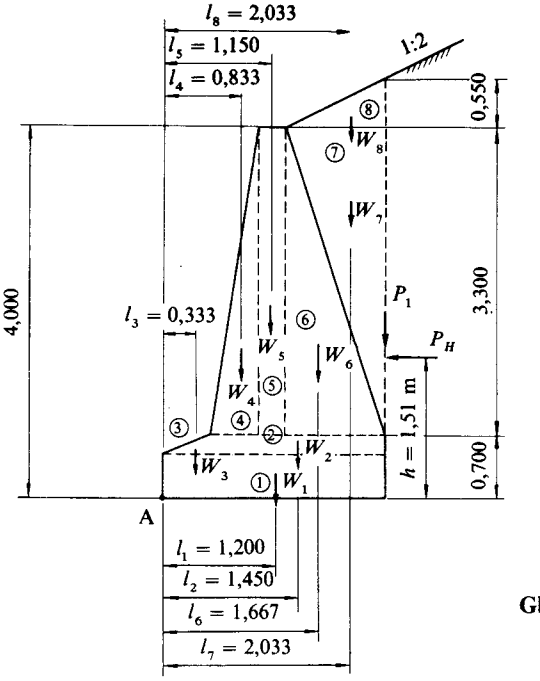
Untuk tekanan tanah, koefisien tekanan tanah dicari dari gambar tekanan



Gbr. 14.7 **Bentuk tembok penahan tanah tipe gravitasi.**



Gbr. 14.8 **Bentuk penampang dan kondisi permukaan belakang.**



Gbr. 14.9 Pembagian penampang.

Tabel 14.3 Momen terhadap titik A.

i		W_i	l_i	$W_i \cdot l_i$
1	2,400 × 0,500 × 2,35	2,82	1,200	3,38
2	1,900 × 0,200 × 2,35	0,89	1,450	1,29
3	0,500 × 0,200 × 1/2 × 2,35	0,12	0,333	0,04
4	0,500 × 3,300 × 1/2 × 2,35	1,94	0,833	1,62
5	0,300 × 3,300 × 2,35	2,33	1,150	2,68
6	1,100 × 3,300 × 1/2 × 2,35	4,27	1,667	7,12
7	1,100 × 3,300 × 1/2 × 1,9	3,45	2,033	7,01
8	1,100 × 0,550 × 1/2 × 1,9	0,57	2,033	1,16
Σ		16,39		24,30

tanah Terzaghi yang telah diuraikan pada Bab 2. (Gbr. 2.28)

Karena tekstur tanah dari tanah di permukaan belakang adalah ② seperti yang telah diuraikan maka dengan membaca titik perpotongan ② dengan 1 : 2 akan didapatkan,

$K_H = 0{,}72\ \text{t/m}^3$, $K_V = 0{,}35\ \text{t/m}^3$

Seterusnya,

$$P_V = K_V \cdot H^2/2 = 0{,}35 \times 4{,}55^2/2 = 3{,}62\ \text{t/m}$$

$$P_H = K_H \cdot H^2/2 = 0{,}72 \times 4{,}55^2/2 = 7{,}45\ \text{t/m}$$

Titik kerja pada ketinggian $H/3 = 4{,}55/3 = 1{,}51$ m, dari dasar.

(c) Analisa kemantapan (stability): Momen terhadap titik A pada Gbr. 14.9 dan gaya vertikal pada Tabel 14.4. Oleh karena itu, titik kerja resultante dihitung dari titik A adalah sebagai berikut.

Tabel 14.4 Ikhtisar gaya irisan terhadap titik A.

	Gaya vertikal	Jarak mendatar	Momen tahan M_r	Gaya mendatar	Jarak vertikal	Momen guling M_0
Berat sendiri total	16,39	—	24,30	—	—	—
Tekanan tanah vertikal	3,62	2,400	8,69	—	—	—
Jarak mendatar	—	—	—	7,45	1,51	11,25
Σ	20,01	—	32,99	7,45	—	11,25

$$d = \frac{\Sigma M_r - \Sigma M_0}{\Sigma W} = \frac{32{,}99 - 11{,}25}{20{,}01} = 1{,}08 \text{ m}$$

Akibatnya, eksentrisitas dari tengah-tengah alas ke titik kerja adalah sebagai berikut. Karena harga itu berada dalam daerah sepertiga lebar pelat lantai dasar dihitung dari tengahnya maka kemantapan dapat terjamin.

$$e = B/2 - d = 2{,}40/2 - 1{,}08 = 0{,}12 \text{ m} < B/6 = 0{,}4 \text{ m}$$

Kemantapan terhadap gelincir adalah sebagai berikut:

$$F_s = \frac{\Sigma W \cdot \mu}{P_H} = \frac{20{,}01 \times 0{,}6}{7{,}45} = 1{,}61 > 1{,}5$$

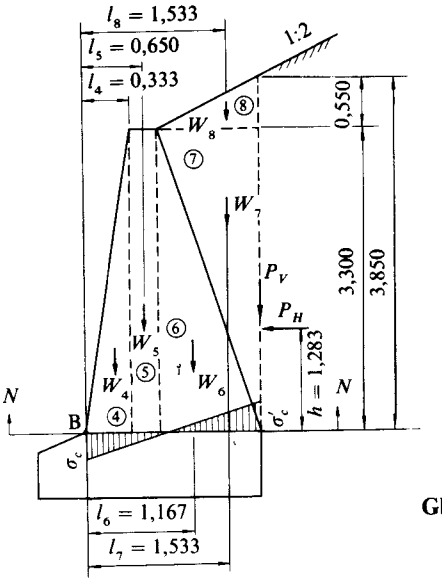
Dapat ditambahkan, untuk daya dukung, kemantapan tetap terjamin sebagai berikut, karena resultante bekerja dalam daerah sepertiga lebar alas dari pusat.

$$\left.\begin{matrix} q_1 \\ q_2 \end{matrix}\right\} = \frac{\Sigma W}{B}\left(1 \pm \frac{6 \times e}{B}\right) = \frac{20{,}01}{2{,}40}\left(1 \pm \frac{6 \times 0{,}12}{2{,}40}\right) = 10{,}83 \text{ atau } 5{,}83 \text{ t/m}^2 < Q_a$$

(d) Perhitungan tegangan beton:

(i) Pengamatan irisan pada tumpuan

Apabila irisan *N-N* dibagi menjadi beberapa bagian, seperti terlihat pada



Gbr. 14.10 Beban yang bekerja pada penampang *N-N*.

Gbr. 14.10 dan momen tiap bagian terhadap titik B dihitung maka akan didapatkan Tabel 14.5.

Kemudian, dalam hal ini tekanan tanah untuk $H = 3{,}85$ m

$$P_V = K_V \cdot H^2/2 = 0{,}35 \times 3{,}85^2/2 = 2{,}59 \text{ t/m}$$

$$P_H = K_H \cdot H^2/2 = 0{,}72 \times 3{,}85^2/2 = 5{,}33 \text{ t/m}$$

Titik kerja adalah setinggi $3{,}85/3 = 1{,}28$ m dari irisan *N-N*.

Karenanya, bila gaya yang bekerja pada irisan yang disebabkan gaya yang bekerja pada titik B dihitung maka akan didapatkan seperti yang tercantum pada Tabel 14.6. Apabila tegangan dihitung berdasarkan hasil tersebut, maka hasilnya sebagai berikut dan kemantapan akan terjamin.

$$d = \frac{\Sigma M_r - \Sigma M_0}{\Sigma W} = \frac{18{,}21 - 6{,}84}{15{,}15} = 0{,}75 \text{ m}$$

$$e = 1{,}9/2 - 0{,}75 = 0{,}20 \text{ m}$$

$$\left.\begin{matrix}\sigma_c \\ \sigma_t\end{matrix}\right\} = \frac{\Sigma W}{B}\left(1 \pm \frac{6 \times e}{B}\right) = \frac{15{,}15}{1{,}9}\left(1 \pm \frac{6 \times 0{,}20}{1{,}9}\right) = \begin{cases} 1{,}301 \text{ kg/cm}^2 \\ 0{,}294 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

(ii) Pengamatan pelat ujung

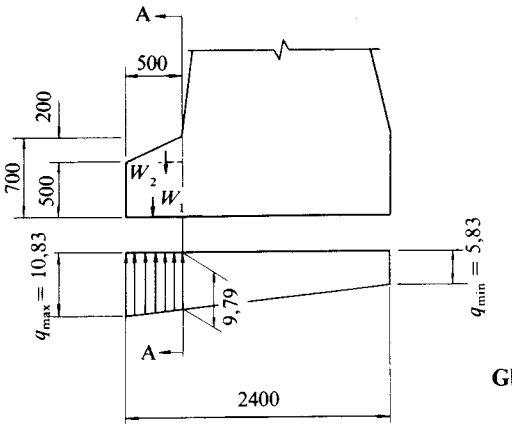
Apabila momen lentur dan gaya geser pada irisan A-A dalam Gbr. 14.11 dicari, maka akan didapatkan Tabel 14.7. Karena S_A sama dengan 4,45 t dan M_A sama dengan 1,15 tm, maka tegangan-tegangan adalah sebagai berikut:

Tabel 14.5 Momen karena berat sendiri terhadap titik B.

i		W_i	l_i	$W_i \cdot l_i$
4	0,500 × 3,300 × 1/2 × 2,35	1,94	0,333	0,64
5	0,300 × 3,300 × 2,35	2,33	0,650	1,51
6	1,100 × 3,300 × 1/2 × 2,35	4,27	1,167	4,98
7	1,100 × 3,300 × 1/2 × 1,90	3,45	1,533	5,29
8	1,100 × 0,550 × 1/2 × 1,90	0,57	1,533	0,87
Σ		12,56		13,29

Tabel 14.6 Ikhtisar Keseluruhan gaya irisan terhadap titik B.

	Gaya vertikal	Jarak mendatar	Momen tahan M_r	Gaya horisontal	Jarak vertikal	Momen guling M_0
Berat sendiri	12,56		13,29			
Tekanan tanah vertikal	2,59	1,90	4,92			
Tekanan tanah horisontal				5,33	1,283	6,84
Σ	15,15		18,21	5,33		6,84



Gbr. 14.11 Beban pada pelat ujung.

Tabel 14.7 Gaya irisan yang bekerja pada irisan A–A.

i	W_i	W_i	l_i	$W_i \cdot l_i$
1	0,500 × 0,200 × 1/2 × 2,35	−0,12	0,167	−0,02
2	0,500 × 0,500 × 2,35	−0,59	0,250	−0,15
q_1	9,79 × 0,500	4,90	0,250	1,23
q_2	1,04 × 0,500 × 1/2	0,26	0,333	0,09
Σ		4,45		1,15

$$\tau = S_A/A = 4450/(100 \times 70) = 0{,}7 \text{ kg/cm}^2 < \tau_a$$

$$\sigma_c = \frac{M}{z} = \frac{6M}{b \times h^2} = \frac{6 \times 115000}{100 \times 70^2} = \pm 1{,}4 \text{ kg/cm}^2 \begin{cases} \sigma_{ca} \\ \sigma_{ta} \end{cases}$$

Dengan demikian kemantapan terjaga.

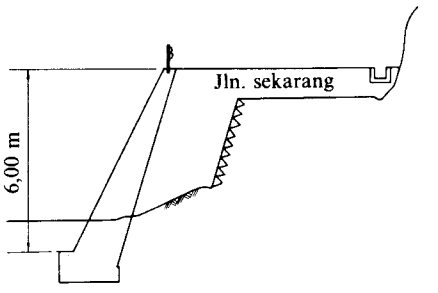
(*3*) *Tembok penahan beton dengan sandaran* (*lean-against*)

(a) Kondisi perencanaan

(i) Tinggi tembok penahan dan kondisi permukaan belakang

Apabila suatu jalan raya sepanjang sisi suatu aliran akan dibangun kembali, pelaksanaan pembangunannya seringkali harus tetap membiarkan berlalunya kendaraan bermotor karena jalan putar tak mungkin didapatkan dalam keadaan ini.

Gbr. 14.12 memperlihatkan gambaran topografi secara skematis dari topografi semacam itu dan dalam hal ini sering digunakan dinding penahan beton dengan



Gbr. 14.12 Tinggi tembok penahan tanah dan kondisi topografis.

sandaran.

(ii) Tekstur tanah di permukaan belakang dan pemakaian rumus tekanan tanah

Sangatlah diharapkan untuk mempergunakan bahan-bahan bermutu baik seperti kerikil atau pecahan karang berasal dari tempat pembangunan tersebut. (Dengan tujuan pengurangan tekanan tanah karena badannya lebih ringan)

Berat isi tanah: $\gamma_s = 2{,}0\ \text{t/m}^3$

Sudut geser dalam tanah: $\phi = 35$ derajat

(iii) Daya dukung yang diijinkan: $Q_a = 30\ \text{t/m}^2$

Kondisi lainnya dianggap sama seperti pada tembok penahan tipe gravitasi yang telah diuraikan pada pasal sebelumnya.

(b) Penaksiran penampang

Penampang dianggap seperti pada Gbr. 14.13 dan perhitungan selanjutnya dilakukan per meter lebar.

(c) Berat sendiri dan tekanan tanah

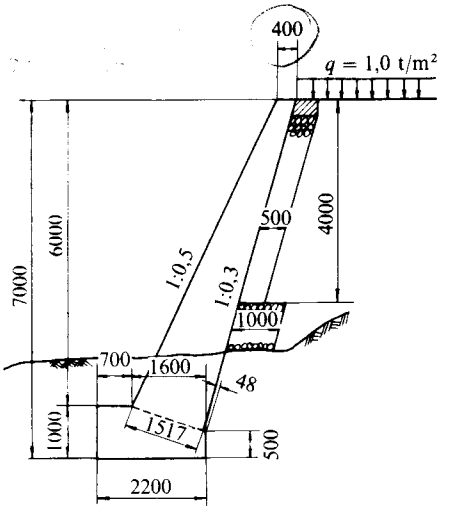
Apabila luas penampang badan dihitung dalam hal seperti pada Gbr. 14.14 maka akan didapatkan Tabel 14.8. Berat sendiri badan adalah.

$$w_1 = 6{,}0\ \text{m}^2 \times 2{,}35\ \text{t/m}^3 = 14{,}1\ \text{t/m}$$

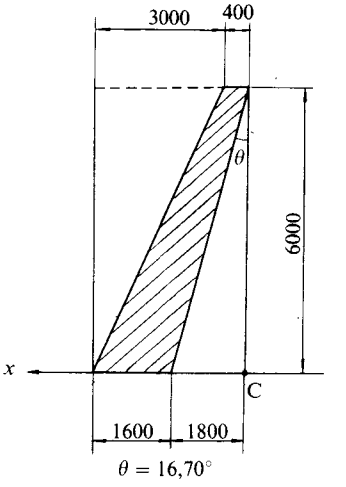
sedangkan jarak dari titik C ke pusat gambar adalah,

$$x = 9{,}84/6{,}0 = 1{,}64\ \text{m}.$$

Apabila luas penampang bagian pondasi seperti pada Gbr. 14.15 dihitung maka akan didapatkan Tabel 14.9.



Gbr. 14.13 Bentuk penampang.



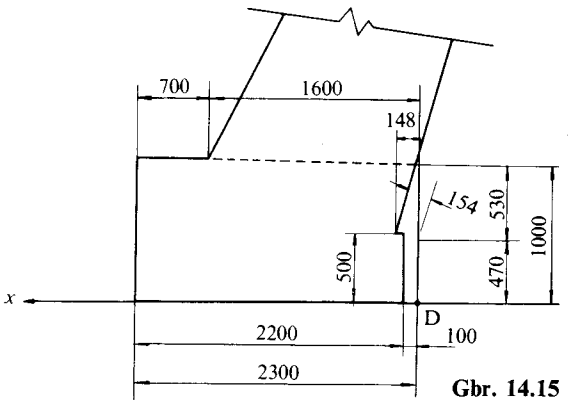
Gbr. 14.14 Penampang rencana badan.

Tabel 14.8 Momen geometris dari luas terhadap titik C.

b·h	*A*	*x*	*A·x*
6,00 × 3,40	20,40	1,70	34,680
6,00 × 1,80 × 1/2	⊖ 5,40	0,60	⊖ 3,240
6,00 × 3,00 × 1/2	⊖ 9,00	2,40	⊖ 21,600
Σ	6,00		9,840

Tabel 14.9 Momen geometris dari luas terhadap titik D.

$b \cdot h$	A	x	$A \cdot x$
2,30 × 1,00	2,30	1,150	2,645
0,53 × 0,148 × 1/2	⊖ 0,04	0,049	⊖ 0,002
(0,50 + 0,47) × 0,100 × 1/2	⊖ 0,05	0,051	⊖ 0,003
Σ	2,21		⊖ 2,640



Gbr. 14.15 Penampang pondasi untuk perencanaan.

$$w_2 = 2{,}21 \times 2{,}35 = 5{,}19 \text{ t/m}$$

$$x = 2{,}64/2{,}21 = 1{,}195 \text{ m.}$$

Selanjutnya, tekanan tanah didapat dengan persamaan berikut ini apabila rumus tekanan tanah Coulomb digunakan. (Sebagai petunjuk, lihat pasal Tekanan tanah, Bab 2.)

$$k_a = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2\theta \cdot \cos(\theta + \delta)\left\{1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta)\cdot\sin(\phi - \alpha)}{\cos(\alpha - \theta)\cdot\cos(\theta + \delta)}}\right\}^2}$$

$$= \frac{0{,}384}{0{,}917 \times 0{,}933\left\{1 + \sqrt{\frac{0{,}851 \times 0{,}574}{0{,}958 \times 0{,}993}}\right\}^2} = 0{,}152$$

Digunakan harga-harga di bawah ini karena $\theta = -16{,}7°$, $\alpha = 0°$; $\phi = 35°$, $\delta = \frac{2}{3}\phi$ dan $\delta = 23{,}3°$

$$\cos^2\theta = \cos^2 16{,}7° = 0{,}917$$

$$\cos^2(\phi - \theta) = \cos^2 51{,}7° = 0{,}384$$

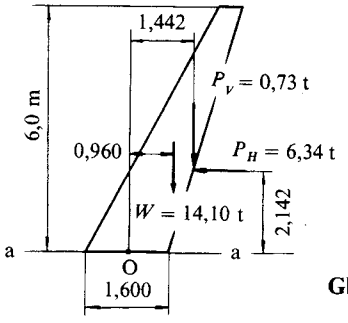
$$\cos(\theta + \delta) = \cos 6{,}6° = 0{,}993$$

$$\sin(\phi + \delta) = \sin 58{,}3° = 0{,}851$$

$$\sin(\phi - \alpha) = \sin 35° = 0{,}574$$

$$\cos(x - \theta) = \cos 16{,}7° = 0{,}958$$

Selanjutnya, tinggi ekivalen tanah karena beban pembebanan h_s adalah $h_s = q/\gamma_c = 0{,}5$ m.



Gbr. 14.16 Beban yang bekerja pada irisan a-a.

Menurut hasil di atas maka tekanan tanah yang bekerja pada tembok dan tinggi garis kerjanya adalah sebagai berikut. (Lihat Gbr. 14.16.)

$$P_1 = \frac{\gamma_c}{2} H(H + 2h_s)\cdot k_a = \frac{2{,}0 \times 6{,}0}{2}(6{,}0 + 2 \times 0{,}5) \times 0{,}152 = 6{,}384 \text{ t/m}$$

Karena sudut yang dibentuk P_1 dengan bidang mendatar adalah $\delta + \theta = 6{,}6°$, komponen gaya mendatar dan gaya vertikal adalah,

$$P_{H1} = P_1 \cdot \cos\beta = 6{,}34 \text{ t/m}$$

$$P_{V1} = P_1 \cdot \sin\beta = 0{,}73 \text{ t/m}$$

sedangkan tinggi garis kerja adalah.

$$h_1 = \frac{H}{3} \times \frac{H + 3h_s}{H + 2h_s} = \frac{6{,}0}{3} \times \frac{6 + 1{,}5}{6 + 1{,}0} = 2{,}142 \text{ m}$$

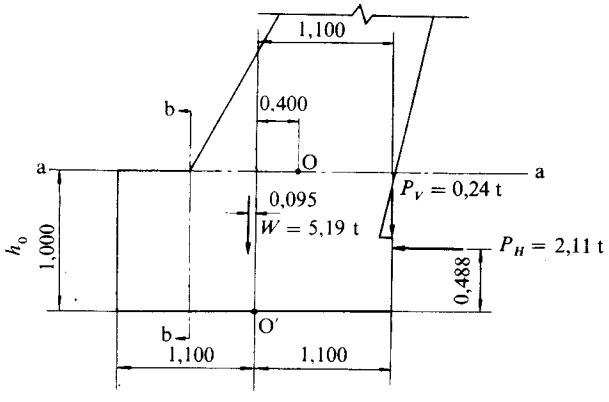
Gaya tekanan tanah yang bekerja pada pondasi dan tinggi garis kerjanya adalah sebagai berikut. (lihat Gbr. 14.17)

$$P_2 = \frac{\gamma_c}{2} \times h_0(h_0 + 2h_1)\cdot k_a = \frac{2{,}0 \times 1{,}0}{2}(1{,}0 + 2 \times 6{,}5) \times 0{,}152 = 2{,}128 \text{ t/m}$$

$$P_{H2} = P_2 \cdot \cos\beta = 2{,}11 \text{ t/m}$$

$$P_{V2} = P_2 \cdot \sin\beta = 0{,}24 \text{ t/m}$$

$$h_2 = \frac{1}{3} \times \frac{1{,}0 + 3 \times 6.5}{1{,}0 + 2 \times 6{,}5} = 0{,}488 \text{ m}$$



Gbr. 14.17 Beban yang bekerja pada bagian pondasi.

Tabel 14.10 Ikhtisar gaya irisan yang bekerja pada irisan a–a.

	Gaya vertikal	Panjang kerja	Momen tahan	Gaya horizontal	Panjang kerja	Momen guling
Berat sendiri tembok	14,10	0,960	13,54			
Gaya vertikal tekanan tanah	0,73	1,442	1,05			
Gaya horisontal tekanan tanah				6,34	2,142	13,58
Σ	14,83		14,59	6,34		13,58

(d) Pengamatan terhadap penampang taksiran

Berat sendiri persatuan tembok, gaya luar yang bekerja & posisi kerja diperlihatkan pada Gbr. 14.16 dan bila gaya penampang yang dihitung dari titik tengah E pada penampang a-a disusun dalam Tabel 14.10.

$$M = 14{,}59 - 13{,}58 = 1{,}01 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$e = M/N = 1{,}01/14{,}83 = 0{,}068 \text{ m}$$

Dianggap bahwa luas penampang dari irisan a-a adalah A_1 dan modulus penampang adalah z,

$$A_1 = b \cdot h = 1{,}0 \times 1{,}6 = 1{,}6 \text{ cm}^2$$

$$z = b \cdot h^2/6 = 0{,}43 \text{ m}^3.$$

Selanjutnya, tegangan dihitung sebagai di bawah ini dan masing-masing tegangan serat ekstrim lebih kecil daripada harga yang diizinkan supaya kemantapan tetap terjaga.

$$\left.\begin{matrix}\sigma_c \\ \sigma_t\end{matrix}\right\} \frac{N}{A_1} \pm \frac{M}{z} = \frac{14{,}83}{1{,}6} \pm \frac{1{,}01}{0{,}43} = 9{,}27 \pm 2{,}35 \text{ t/m}^2 = \begin{cases} 1{,}16 \text{ kg cm}^2 \\ 0{,}69 \text{ kg cm}^2 \end{cases}$$

Tabel 14.11 Ikhtisar gaya irisan pada dasar pondasi.

	Gaya vertikal (t)	Panjang kerja (m)	Momen tahan (t·m)	Gaya horisontal (t)	Panjang kerja (m)	Momen guling
Momen pada titik tengah dari irisan a-a			1,01			
Gaya yang bekerja pada titik tengah dari irisan a-a	14,83	0,40	5,93	6,34	1,00	6,34
Berat sendiri pondasi	5,19				0,095	0,49
Tekanan tanah yang bekerja pada pondasi	0,24	1,10	0,25	2,11	0,488	1,03
Σ	20,26		7,19	8,45		7,86

(e) Pengamatan terhadap kemantapan dasar pondasi

Gaya penampang dihitung dari titik tengah O′ dari dasar pondasi seperti yang diperlihatkan pada Gbr. 14.17, dan disusun dalam Tabel 14.11.

$$M = 7{,}19 - 7{,}86 = -0{,}67 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$e = M/N = -0{,}67/20{,}26 = -0{,}033 \text{ m} < B/6 = 0{,}367 \text{ m}$$

Melihat hasil di atas maka resultante berada dalam daerah sepertiga lebar dasar dihitung dari tengah-tengah dasar, hal ini menjaga kemantapan terhadap guling.

Kemudian dapat dihitung reaksi tanah sebagai berikut

$$\left.\begin{matrix} q_1 \\ q_2 \end{matrix}\right\} = \frac{N}{B} \times \left(1 \pm \frac{6e}{B}\right) = \frac{20{,}26}{2{,}2} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0{,}033}{2{,}2}\right) = \begin{cases} 10{,}04 \text{ t/m}^2 < Q_a \\ 8{,}38 \text{ t/m}^2 < Q_a \end{cases}$$

Harga di atas adalah kurang dari daya dukung yang diijinkan, oleh karena itu kemantapannya terjaga. Untuk gelincir, dihitung di bawah ini, yang juga menghasilkan kestabilan pula.

$$F_s = N \cdot \mu / H = 20{,}26 \times 0{,}6/7{,}19 = 1{,}69 > 1{,}5$$

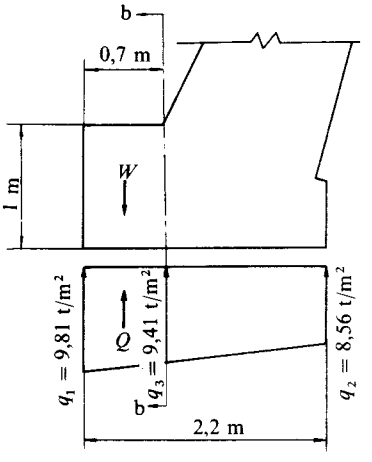
Pelat ujung dalam hal pembebanan seperti diperlihatkan dalam Gbr. 14.18, tetapi diabaikan karena ini tidak menimbulkan masalah apabila tembok dibuat keadaannya seperti tembok penahan tipe gravitasi.

(*4*) *Tembok penahan tipe balok kantilever:* Suatu tembok penahan tipe balok kantilever tersusun atas bagian-bagian seperti pada Gbr. 14.19. Perencanaan dibuat dengan anggapan bahwa hubungan tiap bagian dihitung sebagai suatu ujung jepit dari pelat kantilever.

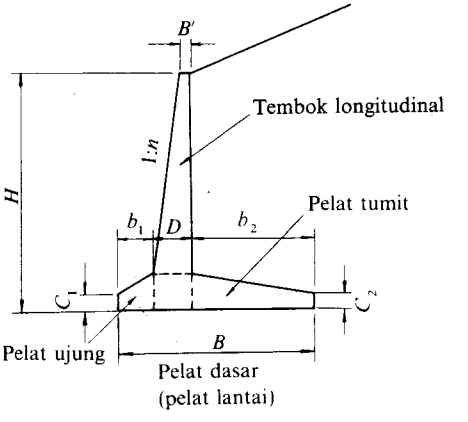
Adalah lebih baik apabila bentuk dan ukuran bagian-bagian didasarkan pada pasal berikut ini. Suatu contoh perencanaan tembok penahan tipe balok kantilever diperlihatkan sebagai berikut.

1) Kemiringan muka tembok longitudinal dianggap paling sedikit 1 : 15.
2) Lebar pelat sebagian besar bergerak antara 0,5 sampai 0,8 H.
3) Secara ekonomis lebih baik apabila pelat ujung diambil $H/8$.
4) Dalam perhitungan harga B', C_1 dan C_2 diambil lebih dari 30 cm.

(a) Kondisi perencanaan



Gbr. 14.18 Beban yang bekerja pada pelat.



Gbr. 14.19 Bentuk tembok penahan tanah tipe balok kantilever.

1) Tinggi tembok penahan dan kondisi permukaan belakang dapat dilihat pada Gbr. 14.20.
2) Tekstur tanah di belakang dan penggunaan rumus tekanan tanah dianggap sama dengan contoh perencanaan untuk tembok penahan tipe gravitasi.
3) Tekanan yang diijinkan
   Beton bertulang (berat isi $\gamma_c = 2{,}5$ t/m^3)
   Kekuatan rencana: $\sigma_{ck} = 270$ kg/cm^2
   Tegangan tekan akibat lentur: $\sigma_{ca} = 70$ kg/cm^2
   Tegangan geser: $\tau_a = 8$ kg/cm^2
   Tegangan tarik tulangan: $\sigma_{sa} = 1600$ kg/cm^2
4) Faktor keamanan
   Dianggap sama seperti contoh perencanaan penahan tipe gravitasi
5) Daya dukung yang diizinkan dan koefisien gesek dasar

$Q_a = 30$ t/m^2, $\mu = 0{,}6$

(b) Berat sendiri dan tekanan tanah: Bila penampang dibagi menjadi empat segmen seperti diperlihatkan pada Gbr. 14.21 dan sebutlah berat sendiri tiap penampang adalah W_1-W_4, jarak mendatar dari titik A ke pusat gaya berat tiap penampang adalah l_1-l_4, maka akan didapatkan Tabel 14.12.

Tekanan tanah adalah sebagai berikut. Karena dalam hal ini beban pembebanan yang bekerja adalah $q = 1{,}0$ t/m^2 maka dengan mengubah beban ini menjadi tebal tanah maka didapatkan,

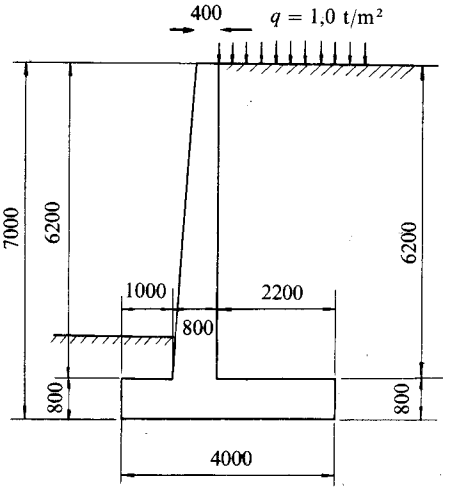
$$h_s = q/\gamma_c = 1{,}0/1{,}9 = 0{,}53 \text{ m}$$

Pencarian koefisien tekanan tanah dari grafik tekanan tanah Terzaghi telah dijelaskan dalam Bab 2. K_H adalah 0,6 t/m^3 dan K_V sama dengan nol. Dan P_{H1} dan P_{H2} yang terlihat pada Gbr. 14.21 adalah sebagai berikut:

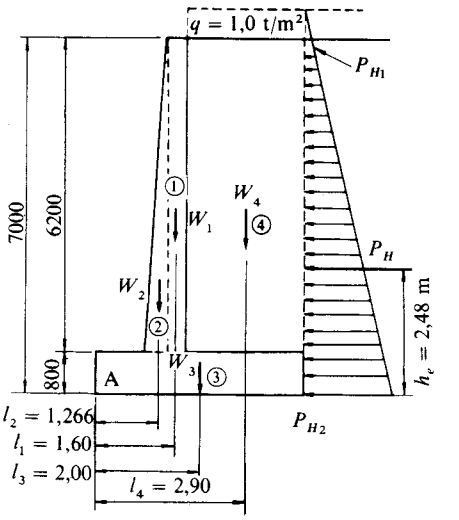
$$P_{H1} = K_H \cdot h_s = 0{,}6 \times 0{,}53 = 0{,}32 \text{ t/m}$$

$$P_{H2} = K_H(h_s + H) = 0{,}6 \times (0{,}53 + 7{,}0) = 4{,}52 \text{ t/m}$$

Resultante tekanan tanah dan tinggi garis kerjanya adalah:



Gbr. 14.20 Bentuk penampang dan kondisi beban pada permukaan belakang.



Gbr. 14.21 Pembagian penampang.

Tabel 14.12 Gaya irisan karena berat sendiri.

i		W_i	l_i	$W_i \cdot l_i$
1	0,40 × 6,20 × 2,50	6,20	1,60	9,92
2	0,40 × 6,20 × 1,2 × 2,50	3,10	1,266	3,92
3	0,80 × 4,00 × 2,50	8,00	2,00	16,00
4	2,20 × 6,20 × 1,90	25,92	2,90	75,168
Σ		43,22		105,01

Tabel 14.13 Ikhtisar gaya irisan terhadap titik A.

	Gaya vertikal	Jarak mendatar	Momen tahan M_r	Gaya horizontal	Jarak vertikal	Momen guling M_0
Berat sendiri	43,22		105,01			
Beban pembebanan	2,20	2,90	6,38			
Tek. tanah horisontal				16,94	2,48	42,01
Σ	45,42		111,39	16,94		42,01

$$P_H = \frac{(P_{H1} + P_{H2}) \cdot H}{2} = \frac{(0{,}32 + 4{,}52) \times 7{,}0}{2} = 16{,}94 \text{ t/m}$$

$$h_e = \frac{H}{3} \times \frac{H + 3h_s}{H + 2h_s} = \frac{7{,}0}{3} \times \frac{8{,}59}{8{,}06} = 2{,}48 \text{ m}$$

(c) Analisa kemantapan

(i) Kontrol terhadap guling

Gaya penampang terhadap titik A akibat beban yang berkerja terlihat pada Gbr. 14.21 dan disusun seperti Tabel 14.13.

Menurut hasil di atas maka titik kerja resultante adalah di bawah ini dihitung dari titik A.

$$d = \frac{\Sigma M_r - \Sigma M_0}{\Sigma W} = \frac{111{,}39 - 42{,}01}{45{,}42} = 1{,}53 \text{ m}$$

Besarnya eksentrisitas terhitung dari tengah pelat lantai ke titik kerja resultante adalah sebagai berikut, yang hasilnya adalah kemantapan.

$$e = B/2 - d = 4{,}0/2 - 1{,}53 = 0{,}47 \text{ m} < B/6 = 0{,}67 \text{ m}$$

(ii) Kontrol terhadap gelincir

Koefisien gesekan antara dasar dinding penahan & tanah pondasi μ adalah 0,6, perhitungan terhadap gelincir adalah di bawah ini, yang menghasilkan kemantapan.

$$F_s = W \cdot \mu / P_H = 45{,}42 \times 0{,}6/16{,}94 = 1{,}61 > 1{,}5$$

(iii) Kontrol terhadap daya dukung

Karena resultante berada dalam daerah sepertiga dari tengah dasar, reaksi tanah menunjukkan distribusi berbentuk trapesium.

$$\left.\begin{matrix} q_1 \\ q_2 \end{matrix}\right\} = \frac{\Sigma W}{B}\left(1 \pm \frac{6e}{B}\right) = \frac{45{,}42}{4{,}0}\left(1 \pm \frac{6 \times 0{,}47}{4{,}0}\right) = \begin{cases} 19{,}36 \text{ t/m}^2 < Q_a \\ 3{,}35 \text{ t/m}^2 < Q_a \end{cases}$$

Terlihat bahwa kemantapan tetap terjaga.

(d) Perencanaan bagian-bagian penampang: Dalam merencanakan tembok penahan tipe balok kantilever, seperti terlihat pada Gbr. 14.22, haruslah ditentukan penampang yang naik dari tembok penahan tanah (karena M_1), kenaikan pelat ujung (karena M_2) dan kenaikan pelat tumit (karena M_3). Apabila M_1 ternyata lebih kecil dari M_3 maka dalam hal ini perencanaan dibuat sama dengan mengambil harga M_3 sama dengan M_1.

(i) Gaya penampang yang bekerja pada tembok longitudinal

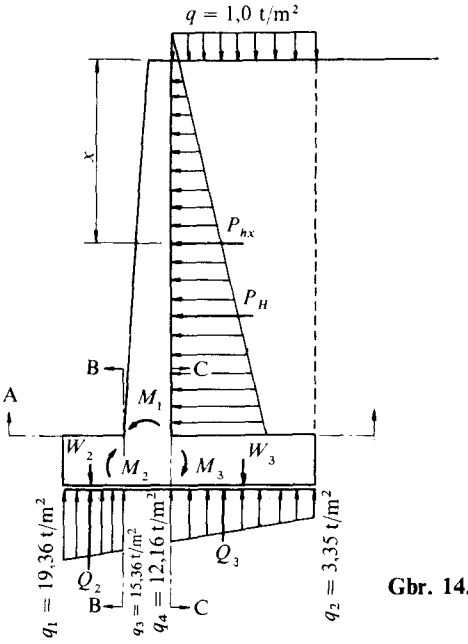
Seperti terlihat pada Gbr. 14.22, gaya yang bekerja pada tembok longitudinal hanya gaya mendatar maka momen lentur M_x dan gaya geser S_x pada jarak x dari puncak dapat dihitung dengan persamaan berikut

$$M_x = \frac{1}{2}K_H \cdot x^2 \cdot \frac{x^2}{3} + \frac{q}{\gamma_c} \cdot \frac{x^2}{2} = K_H \cdot \frac{x^2}{2}\left(\frac{x}{3} + \frac{q}{\gamma_c}\right) = 0{,}3 \cdot x^2 \cdot \left(\frac{x}{3} + 0{,}53\right)$$

$$S_x = \frac{1}{2}K_H \cdot x^2 + \frac{q}{\gamma_c} \cdot K_H \cdot x = K_H \cdot x\left(\frac{x}{2} + \frac{q}{\gamma_c}\right) = 0{,}6 \cdot x \cdot \left(\frac{x}{2} + 0{,}53\right)$$

Dari hasil itu maka momen lentur dan gaya geser tiap penampang disusun seperti Tabel 14.14.

(ii) Gaya penampang yang bekerja pada pelat ujung



Gbr. 14.22 Gaya yang bekerja pada tiap irisan.

Tabel 14.14 Gaya irisan pada setiap titik tembok longitudinal.

x	M_x (t·m)	S_x (t)
2	1,44	1,84
4	8,94	6,07
6,2	29,94 ($= M_1$)	13,50

Gaya yang bekerja pada irisan B-B pada Gbr. 14.22 adalah berat sendiri pelat ujung dan reaksi tanah.

$$M_2 = 15{,}36 \times 0{,}5 + \frac{1}{2} \times 4{,}00 \times \frac{2}{3} - 0{,}8 \times 0{,}5 \times 2{,}5 = 8{,}013 \text{ tm}$$

$$S_s = \frac{(19{,}36 + 15{,}36) \times 1{,}0}{2} - 0{,}8 \times 1{,}0 \times 2{,}5 = 15{,}36 \text{ t}$$

(iii) Gaya penampang yang bekerja pada pelat tumit

Gaya yang bekerja pada irisan C-C pada Gbr. 14.22 adalah berat sendiri, berat tanah di atas pelat tumit, beban pembebanan dan tekanan tanah vertikal (dalam hal ini $P_V = 0$) dengan arah ke bawah dan reaksi tanah dengan arah ke atas.

$$Q_3 = \frac{(12{,}16 + 3{,}35) \times 2{,}2}{2} = 17{,}06 \text{ t}$$

Titik kerja Q_3 dihitung dari irisan penampang C-C:

$$l_{Q3} = \frac{2{,}2}{3} \times \frac{2 \times 3{,}35 + 12{,}16}{3{,}35 + 12{,}16} = 0{,}89 \text{ m}.$$

Dari hasil di atas maka momen lentur dan gaya geser pada irisan C-C disusun pada Tabel 14.15.

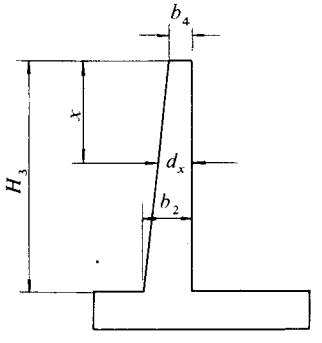
Dari perhitungan di atas didapat bahwa M_1 lebih besar dari M_3 dan oleh karenanya tidak perlu mengambil M_3 sama dengan M_1.

(e) Perencanaan tembok longitudinal: Karena didapatkan M_x dan S_x yang bekerja dengan jarak tertentu dari atas dan ini telah diberikan pada Tabel 14.14, maka diperlukan untuk menentukan jumlah batang tulangan atau tegangan dengan dasar perhitungan dari hasil di atas. Perhitungan beton bertulang tidak dibicarakan di sini, tetapi di sini akan diperlihatkan bagaimana caranya menyusun tulangan untuk tembok longitudinal.

Tebal efektif d_x pada setiap titik tembok longitudinal yang terlihat pada

Tabel 14.15 Ikhtisar gaya irisan dari pelat tumit.

	W_i	x_i	$W_i \cdot x_i$
Berat sendiri pelat tumit	4,40	1,10	4,84
Berat tanah	25,92	1,10	28,51
Beban pembebanan	2,20	1,10	2,42
Reaksi tanah	−17,06	0,89	−15,18
Σ	15,46		20,50 (= M_3)



Gbr. 14.23 Simbol setiap bagian.

Gbr. 14.23 dapat dicari dengan persamaan berikut dengan menganggap bahwa lapisan penutup tulangan adalah 8 cm.

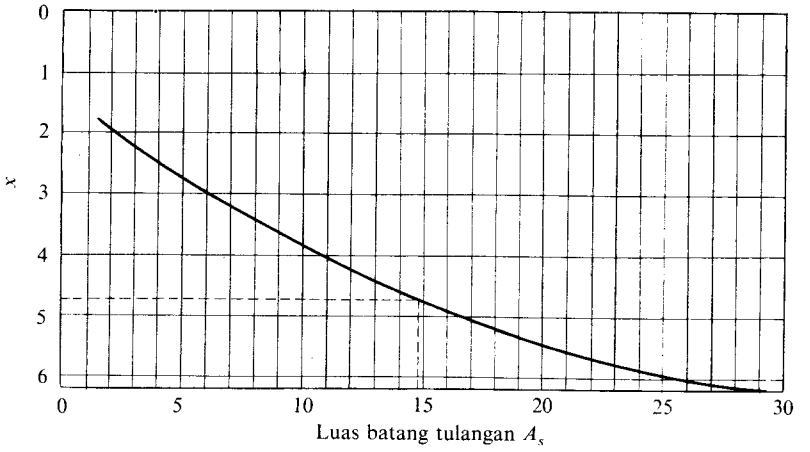
$$d_x = b_4 + \frac{(b_2 - b_4) \times x}{h_3} - 0{,}08 = 0{,}4 + \frac{(0{,}8 - 0{,}4) \times x}{6{,}20} - 0{,}08 = 0{,}32 + 0{,}064x$$

Selanjutnya, dalam menghitung jumlah batang tulangan yang dibutuhkan pada setiap titik digunakan $\sigma_{sa} = 1600\,\text{kg/cm}^2$ dan akan didapatkan Tabel 14.16. Apabila hasil ini kemudian diplot dalam bentuk grafik maka akan didapatkan grafik seperti terlihat pada Gbr. 14.24, yang menunjukkan jumlah tulangan A_s pada ujung terbawah di mana harga x sama dengan 6,2 m dan harga separuh penulangan pada x sama dengan 4,7 m. Menurut hasil di atas, dengan dasar anggapan bahwa jumlah batang tulangan A_s adalah separuhnya pada titik di mana x adalah 4 m, selebihnya, jumlah batang tulangan dipotong separuhnya untuk tembok yang lebih tinggi titik x adalah 4 m.

(f) Pelat ujung (*toe slab*) dan pelat tumit (heel slab): Karena tidak timbul persoalan bila perencanaan penampang dibuat dengan anggapan sebagai papan kantilever di mana timbul gaya penampang M_2 dan S_2 pada pelat ujung, M_3 dan S_3 pada pelat tumit, maka perhitungan untuk pelat-pelat ini tidak diuraikan di sini.

Tabel 14.16 Volume yang dibutuhkan untuk tulangan.

x	d (cm)	M_x (kg·cm)	$\sigma_{sa} \cdot jd$ (kg/cm)	A_s (cm^2)
2	45	144000	63000	2,28
4	58	894000	81200	11,00
6,2	72	2994000	100800	29,70



Gbr. 14.24 luas batang tulangan yang dibutuhkan pada setiap titik.

14.3 Pelaksanaan Pekerjaan Tembok Penahan

14.3.1 Dalamnya Pelindung Tembok Penahan

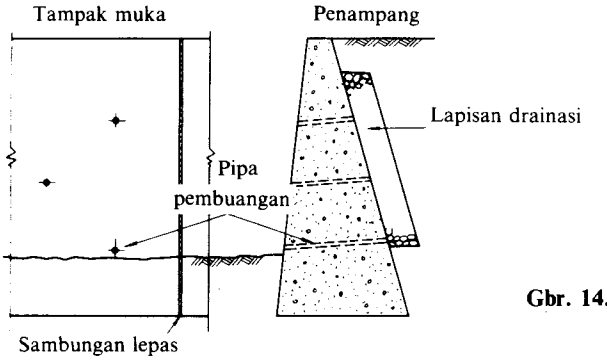
Dalamnya tembok penahan bervariasi menurut tinggi tembok penahan dan kondisi tanah pondasi, dan sebaiknya pertimbangkanlah hal berikut di bawah ini.

1) Pada tembok penahan tembok batu atau balok, suatu batu alas dipasang di bawah permukaan tanah.

2) Pada tembok penahan beton, dalamnya pelindung dibutuhkan tidak kurang dari 50 cm atau lebih.
3) Bila tembok penahan dibangun di sisi sungai, dalamnya pelindung ditentukan dengan melihat penurunan dasar sungai dan pengikisan.

14.3.2 Pekerjaan Drainasi (Gbr. 14.25)

Tanah di bagian belakang tembok penahan menunjukkan penambahan dalam berat isi atau pengurangan sudut geser dalam dan kohesi apabila kadar air meningkat karena menyusupnya air, atau menimbulkan pengembangan karena air yang tertahan di tanah kohesip, hal ini akan menambah gaya tekanan tanah. Oleh karena itu, perlu untuk mempersiapkan suatu lapisan drainasi di bagian belakang atau membuat lubang penyalur pada tembok. Untuk lubang penyalur, sering dipergunakan pipa keras vinyl chloride dengan diameter dalam kira-kira 5 cm. Jarak lubang penyalur ini direncanakan kira-kira 5 cm pada tembok penahan beton dan dibuat satu buah lubang penyalur untuk setiap daerah seluas 2–3 m^2 pada tembok penahan pasangan batu.



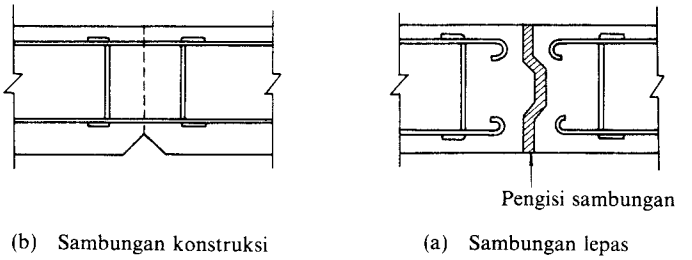
Gbr. 14.25 Drainasi.

14.3.3 Sambungan Lepas (*Expansion joint*) Dan Sambungan Konstruksi (*Construction joint*)

Suatu sambungan lepas disiapkan untuk mencegah terjadinya retakan yang merugikan karena penyusutan beton pada waktu pengeringannya. Jarak sambungan diambil menurut harga berikut di bawah ini.

1) Pada tembok penahan dengan pasangan batu dengan adukan, dengan sandaran dan tipe gravitasi dibutuhkan pada jarak 10 m.
2) Pada tembok penahan tipe kantilever atau dengan penopang dibutuhkan pada jarak 20 m.

Struktur sambungan lepas pada umumnya seperti diperlihatkan pada Gbr. 14.26



Gbr. 14.26 Sambungan tembok penahan.

dan pada keadaan beton bertulang maka batang tulangan tidak boleh tersambung pada bagian sambungan ini.

Sambungan struktur dibutuhkan pada jarak setengah dari jarak sambungan lepas atau kurang walaupun sebenarnya tergantung dari jumlah tertentu pada volume penulangan beton per hari.

Pada sambungan struktur ini tidak boleh terjadi pemutusan batang tulangan.

15 KEPALA DAN PILAR JEMBATAN

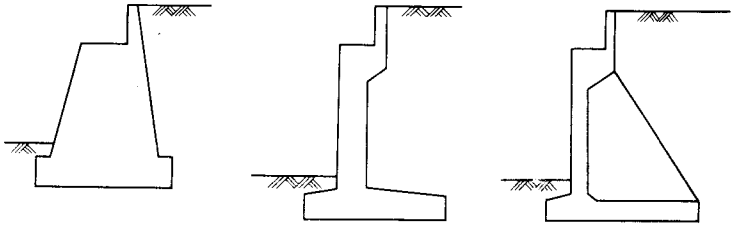
15.1 Jenis Dengan Penerapan Kepala Jembatan Serta Pilar Jembatan

Kepala jembatan (*abutment*) adalah suatu bangunan yang meneruskan beban (beban mati dan beban hidup) dari bangunan atas dan tekanan tanah ke tanah pondasi, sedang pilar (*pier*) adalah suatu bangunan yang terutama meneruskan beban dari bangunan atas ke tanah pondasi.

Ada berbagai bentuk dan jenis kepala jembatan dan pilar, tetapi dalam pemilihannya perlu dipertimbangkan tinggi, macam bangunan atas, kondisi tanah pondasi, demikian pula kondisi bangunannya. Uraian tentang bentuk-bentuk dalam penggunaan umum serta penerapannya diberikan di bawah ini.

15.1.1 Kepala Jembatan

Bentuk struktur dari kepala jembatan yang umum, diperlihatkan dalam Gbr. 15.1 dan hubungan antara macam serta tinggi kepala jembatan sebaiknya disesuaikan dengan Gbr. 15.2.

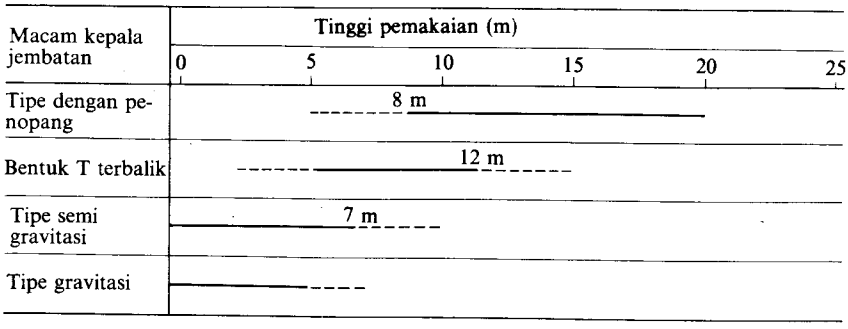


(a) Kepala jembatan tipe gravitasi

(b) Kepala jembatan tipe T terbalik

(c) Kepala jembatan dengan penopang

Gbr. 15.1 Bentuk umum kepala jembatan.



Gbr. 15.2 Tinggi pemakaian kepala jembatan untuk berbagai bentuk.

15.1.2 Pilar Jembatan

Bentuk struktur Pilar jembatan bervariasi sesuai dengan penempatan. Dengan kata lain struktur tersebut tidak boleh menghambat aliran air pada waktu banjir, misalnya untuk pilar yang dibangun di sungai. Untuk pilar sebaiknya dipilih penampang berbentuk bulat telur yang selangsing mungkin.

Bentuk bulat telur ini harus lebih tipis dari penampang lingkaran, sehingga pengurangan luas penampang sungai cukup kecil. Juga masalah terhambatnya aliran air dapat diabaikan. Hal yang perlu diperhatikan bila tebal pilar telah ditentukan adalah pengurangan luas penampang sungai. Pengurangan luas penampang sungai diberikan dalam persamaan berikut ini, tetapi kriteria umum menurut peraturan teknis Jepang, harga tertinggi adalah 5%.

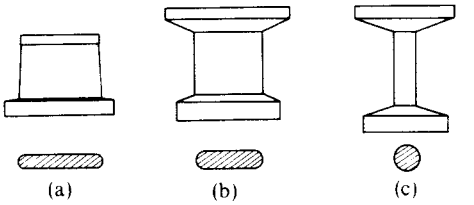
$$\text{Pengurangan luas penampang sungai} = \frac{\text{Jumlah tebal pilar}}{\text{Lebar sungai total}} \times 100(\%)$$

Bila dipakai bentuk penampang bulat telur pada jembatan yang akan dibangun pada tikungan sungai, pertemuan dua sungai atau bila arah aliran pada saat air banjir berbeda dengan pada saat air rendah, maka penentuan arah aliran dengan kata lain penentuan sumbu utama bentuk bulat telur tersebut menjadi sulit.

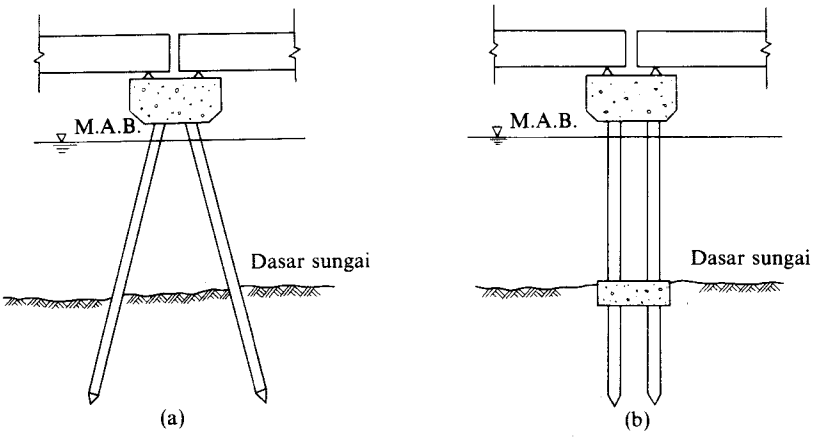
Dalam hal ini, sebaiknya dipilih bentuk penampang lingkaran. Dengan demikian pilar yang dibangun di sungai akan berbentuk seperti Gbr. 15.3.

Yang perlu diperhatikan, ada suatu keadaan tiang seperti diperlihatkan dalam Gbr. 15.4 yang tidak diperkenankan di Jepang, karena berbagai alasan berikut:

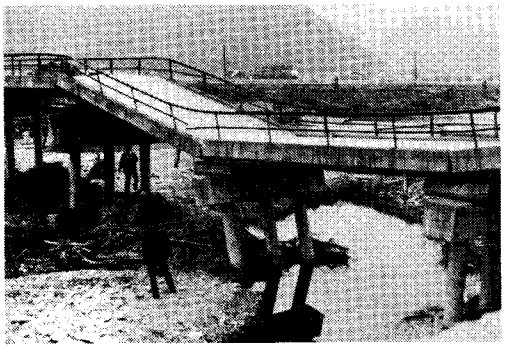
1) Karena gerakan air menimbulkan aliran turbulen dan arah aliran tidak menentu, penggerusan yang tidak normal cenderung akan terjadi sekitar pilar pada saat banjir (Gbr. 15.5).



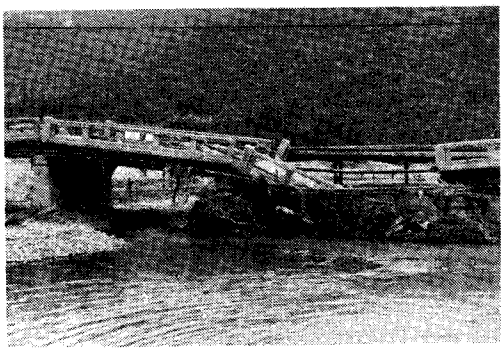
Gbr. 15.3 Bentuk umum pilar jembatan yang dibagun di sungai.



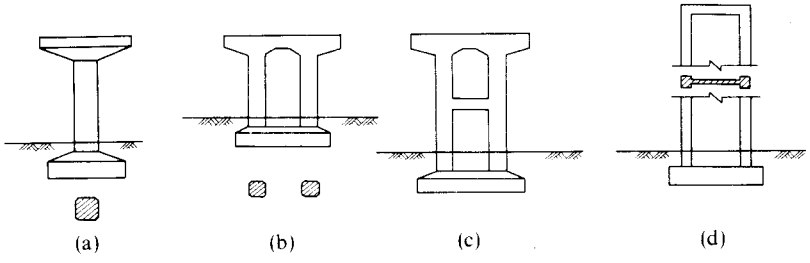
Gbr. 15.4 Tiang pancang yang dilarang di Jepang.



Gbr. 15.5 Kerusakan akibat tiang pilar jembatan.



Gbr. 15.6 Contoh runtuhnya jembatan karena akumulasi logaritmik.



Gbr. 15.7 Bentuk umum pilar yang dibangun di darat.

2) Benda-benda hanyut seperti kayu terapung atau sampah akan tersangkut di situ sehingga mengurangi luas penampang sungai dan pada saat yang sama akan menimbulkan pengaruh yang tak diinginkan bagi kestabilan pilar (Gbr. 15.6).

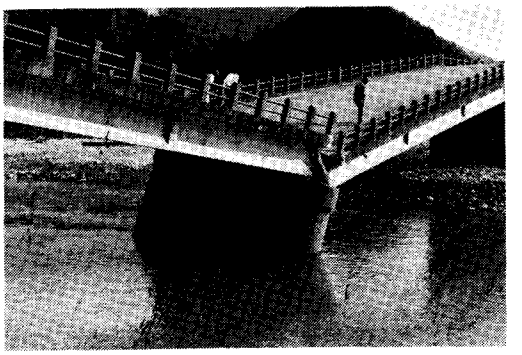
Selanjutnya untuk pilar yang dipasang di atas tanah, dalam banyak hal dipilih bentuk rangka yang kaku atau pilar tipe kolom karena dengan demikian akan diperoleh pandangan yang lebih jelas melalui pilar atau ruangan bawah jembatan dapat dimanfaatkan sehingga cukup ekonomis. Untuk pilar tipe rangka kaku maka struktur beton bertulang, struktur baja atau struktur beton dapat dipertimbangkan pemakaiannya, tetapi mengingat pemeliharaan berikutnya maka struktur beton lebih menguntungkan.

Selanjutnya, untuk pilar di atas tanah, penampangnya lebih baik dibuat berbentuk persegi panjang atau berbentuk-I, sedangkan bentuk seperti pada Gbr. 15.7 sering dipakai.

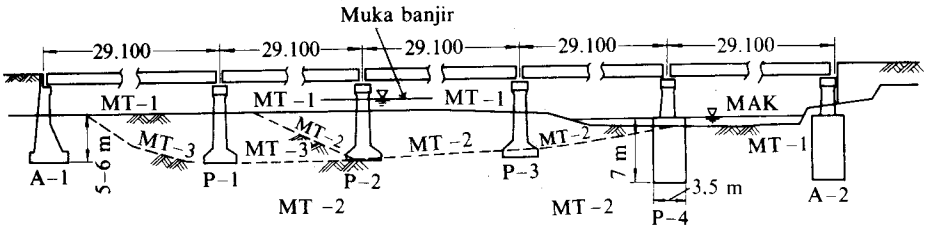
15.2 Penggerusan (*Scouring*)

Kerusakan pada jembatan akibat banjir sebagian besar disebabkan oleh arus akibat pengurangan luas penampang sungai karena adanya sejumlah tiang-tiang (terutama pada jembatan kayu) dan hampir semua kerusakan pada jembatan tetap disebabkan oleh perubahan dasar sungai atau penggerusan setempat (Gbr. 15.8).

Pada pembangunan jembatan di masa lalu, walaupun dasar sungai sudah dibuat stabil, kadang-kadang arah aliran utama sungai dapat berubah secara tiba-tiba sesuai dengan keadaan banjirnya. Gbr. 15.9 menunjukkan contoh jembatan di Jepang yang mengalami kerusakan akibat angin topan pada tahun 1976 dan juga merupakan contoh di mana dasar sungai sudah stabil untuk waktu yang lama, tiba-tiba mengalami perubahan dasar sungai kembali. Hal-hal yang paling penting dalam merencanakan pekerjaan



Gbr. 15.8 Runtuhnya jembatan karena pengikisan abnormal di daerah sekitar pilar.



Catatan:
Skala untuk arah vertikal 1/750.
MT-1 adalah permukaan tanah pada tahun 1961 (pada saat perencanaan)
MT-2 adalah permukaan tanah pada saat kerusakan parah pada tahun 1975
MT-3 adalah permukaan tanah pada saat kerusakan parah pada tahun 1977

Gbr. 15.9 Contoh perubahan dasar sungai.

struktur bagian bawah pada jembatan yang melintasi sungai adalah masalah perubahan dasar sungai atau penggerusan setempat seperti yang telah disebutkan di atas, tetapi sampai saat ini belum ada penjelasan yang lengkap mengenai mekanisme yang terjadi yang dapat dipakai sebagai catatan berikutnya.

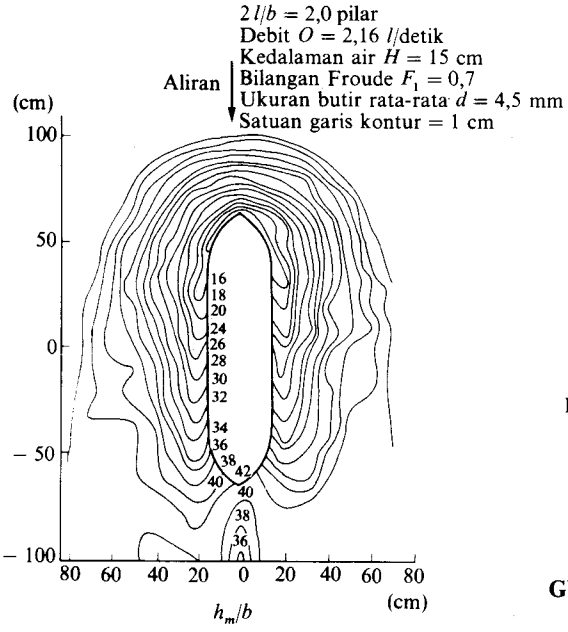
Oleh karena itu di bawah ini diberikan uraian singkat mengenai garis besar mekanisme penggerusan, cara penaksiran dalamnya penggerusan dan cara pencegahan terhadap penggerusan.

15.2.1 Mekanisme Penggerusan Sekitar Pilar

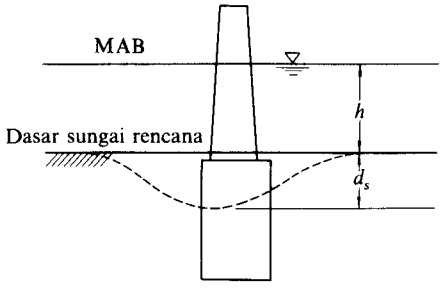
Penggerusan di sekitar pilar pada umumnya seperti terlihat pada Gbr. 15.10 dan penggerusan yang terdalam terjadi pada bagian lengkungan dinding. Sudut kemiringan lereng bagian yang tergerus, secara kasar adalah sama dengan sudut material dasar yang terkumpul dalam air, yaitu sekitar 30–40 derajat walaupun bervariasi sesuai dengan ukuran butir, merupakan penggerusan berbentuk kerucut.

15.2.2 Cara Penaksiran Dalamnya Penggerusan

Persoalan mengenai penggerusan pada pangkal serta pilar jembatan sudah dipelajari sejak lama, tetapi belum ada penaksiran secara tepat yang memuaskan walaupun penaksiran dalamnya penggerusan telah dapat diperoleh. Maka di bawah ini diperlihatkan cara penaksiran dalamnya penggerusan berdasarkan penelitian yang dilakukan oleh Andru.



Gbr. 15.10 **Peta garis kontur dasar sungai.**



Gbr. 15.11 **Dalamnya pengikisan oleh Andru.**

Cara ini sering dijumpai akhir-akhir ini dan hanya menimbulkan sedikit kesulitan untuk mendapatkan angka pendekatan tersebut karena penelitiannya dilakukan terhadap dasar sungai yang berpasir. Dengan kata lain anggaplah bahwa penampang sungai berbentuk persegi panjang, kedalaman penggerusan d_s (lihat Gbr. 15.11) dinyatakan sebagai: $d_s = 0{,}8\,h$.

Walaupun persamaan di atas tidak ada hubungannya dengan faktor-faktor seperti material dasar sungai, kecepatan aliran dan bentuk pilar, tetapi dilaporkan bahwa nilai yang diperoleh dengan rumus di atas ternyata sesuai dengan hasil dari berbagai percobaan dan penelitian.

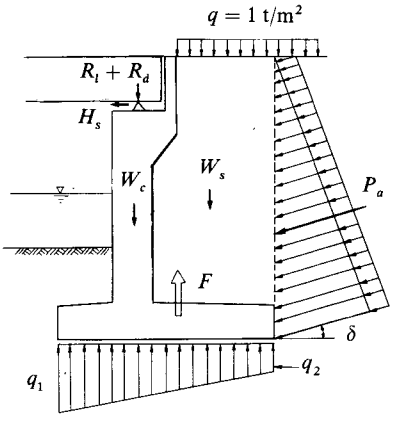
15.2.3 Metode Perlindungan Terhadap Penggerusan

Salah satu usaha penanggulangan terhadap penggerusan pada pondasi jembatan yaitu cara konsolidasi di sekitar tumpuan tersebut. Material seperti Riprap atau balok beton yang mampu menahan sepenuhnya gaya tarikan, dipasang dan material ini akan melesak secara alamiah dan bisa menyesuaikan diri dengan dasar sungai, walaupun sekeliling riprap atau balok beton tersebut tergerus. Dengan mempertimbangkan berbagai faktor, dianggap bahwa daerah yang dilindungi berkisar sekitar 1,5 kali dalamnya air.

15.3 Gaya Luar Yang Bekerja Pada Kepala Jembatan Dan Pilar Jembatan

15.3.1 Kepala Jembatan

Gaya keluar yang bekerja pada kepala jembatan umumnya tidak akan menimbulkan persoalan bila hanya gaya-gaya seperti pada Gbr. 15.12 saja yang diperhitungkan. Di samping itu, di daerah di mana gempa harus diperhitungkan, gaya inersia akibat



R_l : Beban hidup akibat bangunan atas (t/m)
R_d : Beban mati akibat bangunan atas (t/m)
H_s : Gaya mendatar akibat geseran dari penahanan gerak (t/m)
q : Beban pembebanan (1 t/m²)
P_a : Gaya tekanan tanah (t/m)
W_s : Berat tanah (t/m)
F : Gaya angkat (t/m)
q_1, q_2 : Reaksi tanah (t/m²)

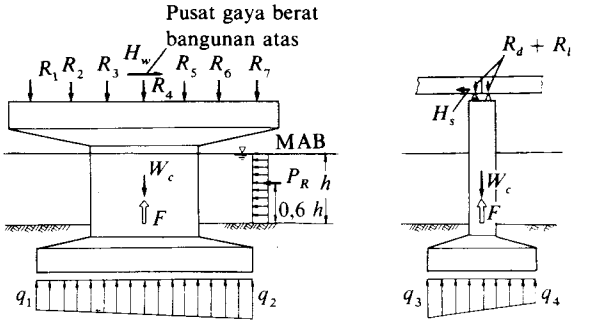
Gbr. 15.12 Gaya luar yang bekerja pada kepala jembatan.

gempa, dan pada jembatan jalan kereta api, gaya sentrifugal atau beban kejut perlu, lagipula melihat kenyataan bahwa dalam perencanaan kepala jembatan dengan bentuk umum seperti yang disebutkan di atas, perhitungannya dibuat untuk pias selebar 1 meter sehingga sebaiknya gaya luar yang bekerja dinyatakan dalam ton/meter.

Untuk tekanan tanah sebaiknya dipelajari dari Bab 2.

15.3.2 Pilar Jembatan

Untuk gaya luar yang bekerja pada pilar, berbeda dengan pada kepala jembatan, maka gaya searah sumbu jembatan dan gaya tegak lurus sumbu jembatan perlu diperhitungkan. Gaya luar umumnya seperti terlihat pada Gbr. 15.13.

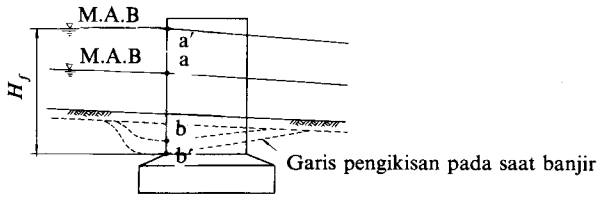


(a) Arah ortogonal ke sumbu jembatan (b) Arah sumbu jembatan

(a) $R_1 - R_7$: Reaksi balok utama (beban hidup dan beban mati) (t)
H_w : Beban angin yang bekerja pada bangunan atas (titik kerja pada pusat gaya berat bangunan atas) (t)
W_c : Berat mati pilar (t)
P_R : Tekanan air yang mengalir (t)
F : Gaya angkat ke atas
q_1, q_2 : Reaksi tanah (t/m²)

(b) R_d : Beban mati akibat kerja bangunan atas (t)
R_l : Beban hidup akibat kerja bangunan atas (t)
H_s : Gaya mendatar akibat penahanan geser (t)
q_3, q_4 : Reaksi tanah (t/m²)

Gbr. 15.13 Gaya luar yang bekerja pada pilar jembatan.



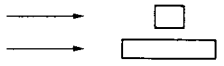
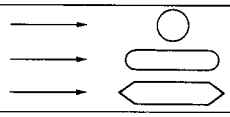
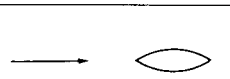
Gbr. 15.14 Pengamatan saat banjir.

Lebih lanjut, tekanan arus air pada saat banjir didapat dengan persamaan berikut ini (lihat Gbr. 15.14).

$$P_R = K \cdot V_f^2 \left(\frac{B'_a + B'_b}{2} \cdot H_f \right)$$

Di mana, K: Faktor yang tergantung kepada bentuk pilar seperti pada Tabel 15.1.
V_f: Kecepatan aliran terbesar waktu banjir (m/det.)
B'_a: Lebar bangunan pada titik a' (m)
B'_b: Lebar bangunan pada titik b' (m)
H_f: Kedalaman air banjir rencana dengan mempertimbangkan penggerusan (m)

Tabel 15.1 Konstanta untuk berbagai bentuk pilar.

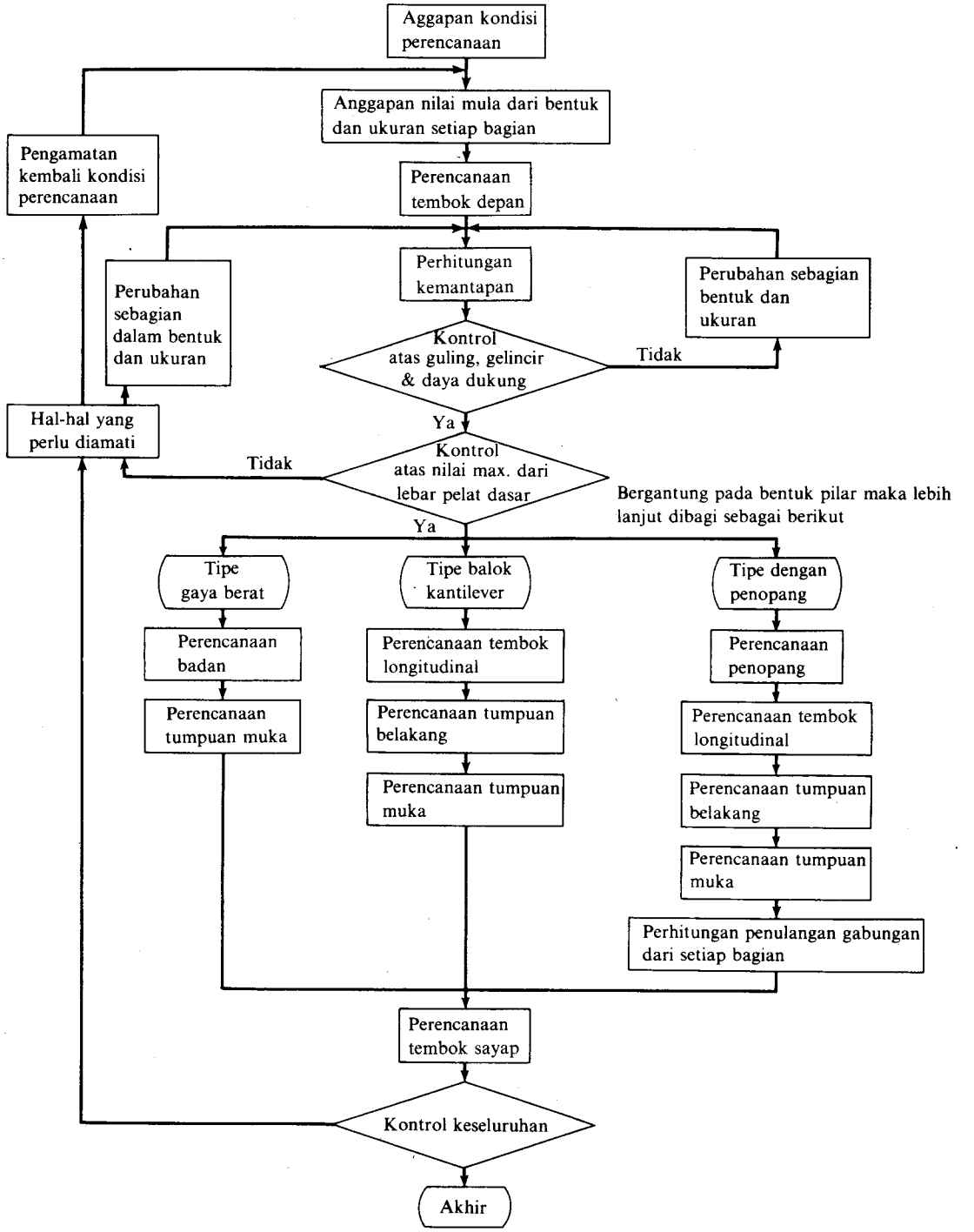
Bentuk bagian ujung pilar searah dengan aliran air	Konstanta
	0,07
	0,04
	0,02

15.4 Perencanaan Kepala Jembatan

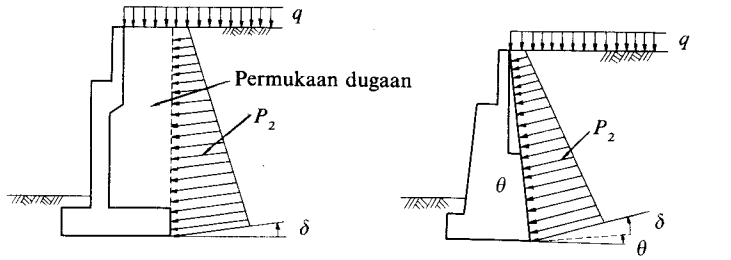
Perencanaan kepala jembatan menurut bentuk umum yang dibahas dalam bab ini tidak menimbulkan masalah bila dibuat sesuai dengan Flow Chart perencanaan seperti pada Gbr. 15.15.

Walaupun demikian perencanaan kepala jembatan secara praktis dapat dibuat seperti perencanaan tembok penahan tanah, dengan memperhitungkan beban kerja dari bangunan atas. Dengan menganggap bahwa pedoman dalam Bab tentang Tembok Penahan Tanah, sejauh yang menyangkut tipe gravitasi atau tipe balok terjepit sebelah (*cantilever beam type*), dalam Bab ini akan diberikan uraian lengkap mengenai kepala jembatan yang diberi counterfort, pelindung dan sayap.

Pendekatan bagi rencana kepala jembatan bervariasi sesuai dengan bentuk



Gbr. 15.15 Flow chart perencanaan berbagai pilar.



(a) Pada tipe balok kantilever: $\delta = \phi$ (b) Pada tipe gaya berat: $\delta = \phi/3$

Gbr. 15.16 Cara menentukan sudut geser pada permukaan tembok.

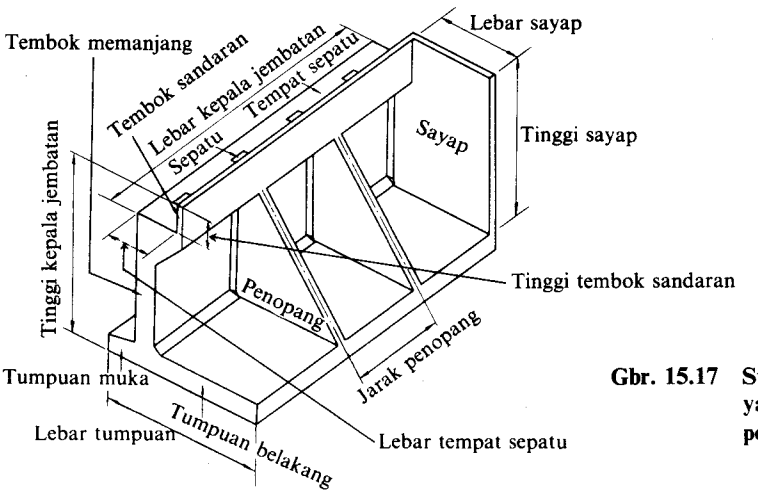
bangunannya, bentuk pondasinya dan kondisi daya dukung seperti disebutkan di bawah ini:

1) Untuk setiap kepala jembatan tipe gravitasi, kantilever atau dengan counterfort, tembok belakang hipotetis di mana tekanan tanah bekerja adalah berubah-ubah, sebab itu sudut geser permukaan tembok juga berubah. Oleh karena tanah pada bagian belakang pondasi dianggap sebagai bagian dari bangunan kantilever kepala jembatan seperti pada Gbr. 15.16(a), tekanan tanah pada waktu menghitung kestabilan dapat dianggap bekerja pada bidang vertikal tembok belakang. Sedang sudut geser pada permukaan tembok, dalam hal ini adalah sudut geser antara tanah dengan tanah dianggap sama, berarti $\delta = \phi$. Dalam hal pangkal jembatan tipe gravitasi, dalam Gbr. 15.16(b), maka anggapan seperti di atas tidak perlu dan tekanan tanah dianggap berpengaruh langsung pada permukaan tembok. Dalam hal ini dipakai sudut geser antara beton dan tanah, dengan δ dianggap sama dengan sepertiga ϕ.
2) Kriteria stabilitas bervariasi menunut bentuk pondasi. Untuk pondasi telapak (*spread foundation*), diperlukan stabilitas terhadap guling, daya dukung dan geser, sedang untuk pondasi tiang bila hanya stabilitas terhadap guling yang memuaskan, maka lebar pondasi dapat diperkecil dalam banyak hal, karena tiang tersebut praktis stabil terhadap daya dukung geser.
3) Bagaimana agar reaksi dari bangunan atas dapat berfungsi, tergantung pada kondisi tumpuan.
4) Beban kerja pada analisa stabilitas berbeda dengan beban untuk perencanaan bagian-bagian bangunan. Pada kepala jembatan kantilever atau kepala jembatan dengan counterfort, tembok belakang hipotesis yang diuraikan pada pasal 1) dianggap dipengaruhi oleh tekanan tanah dalam analisa stabilitasnya, tetapi untuk perencanaan tembok memanjang, tembok tersebut dianggap dipengaruhi langsung oleh tekanan tanah. Akibatnya, dalam menganalisa stabilitas tekanan tanah dan waktu merencana bagian-bagian bangunan akan diperoleh harga yang berbeda satu sama lain sesuai dengan tinggi kerja atau sudut geser permukaan tembok.

15.4.1 Pendekatan Dalam Perencanaan Kepala Jembatan Dengan Penopang

Suatu kepala jembatan dengan counterfort seperti diperlihatkan Gbr. 15.17 terdiri dari tumpuan tembok memanjang dan sebuah counterfort. Suatu uraian singkat mengenai pendekatan perencanaan tiap-tiap bagian diberikan di bawah ini.

(*1*) *Perencanaan tembok memanjang:* Tembok memanjang adalah pelat dengan tiga



Gbr. 15.17 Struktur kepala jembatan yang diperkuat dengan penopang.

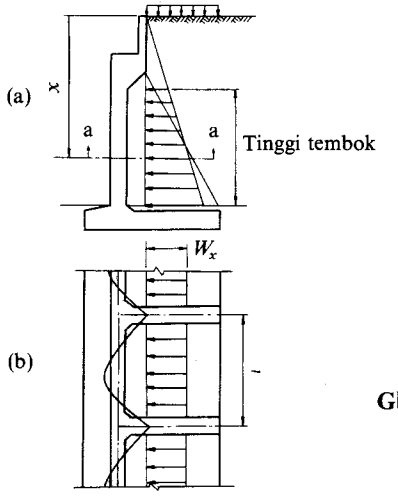
sisi yang terjepit pada counterfort dan pada tumpuan, seperti terlihat pada Gbr. 15.17. Tetapi pengaruh jepitan pada tumpuan diabaikan, umumnya perencanaan dibuat dengan anggapan bahwa tembok memanjang merupakan pelat menerus yang ditumpu oleh counterfort. Dalam merencanakan tembok memanjang, seperti terlihat pada Gbr. 15.18(a), tekanan tanah dianggap bekerja langsung pada tembok. Momen lentur dan gaya geser pada tiap potongan a-a, masing-masing diperkirakan menurut persamaan berikut ini:

$$M_x = \pm \frac{W_x \cdot l^2}{10}$$

$$S_x = \frac{W_x \cdot l}{2}$$

Di mana, W_x: Beban pada tembok memanjang potongan a-a. Bila hanya ada tekanan tanah, maka W_x: $K_a(\gamma_s \cdot x + q)$ (K_a: Koefisien tekanan tanah; γ_s: Berat isi tanah; x: kedalaman dihitung dari muka tanah ke titik yang ditinjau; q: beban kerja).

l: Jarak ke pusat counterfort



Gbr. 15.18 Gaya yang bekerja pada tembok longitudinal.

Selanjutnya, momen lentur adalah seperti Gbr. 15.18(b), tetapi bila lebar kepala jembatan cukup sempit, sebaiknya tidak memakai tulangan penghubung. Sebagai tambahan, tulangan vertikal pada tembok memanjang dipasang untuk menahan momen lentur menurut persamaan berikut (berdasarkan Gbr. 15.19).

$$M = 0{,}45\frac{w \cdot l^2}{10}(\text{t}\cdot\text{m})$$

Di mana, w: Beban kerja pada ujung bawah tembok memanjang

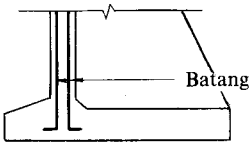
(*2*) *Perencanaan kaki pondasi:* Sebaiknya perencanaan dibuat berdasarkan anggapan bahwa kaki bagian belakang merupakan pelat menerus yang ditumpu oleh counterfort sedang kaki muka merupakan balok cantilever yang terjepit pada dinding memanjang. Mengingat hal tersebut di atas, sebaiknya perlu dilihat juga pasal (1) ataupun Bab 14 mengenai Tembok Penahan Tanah. Gbr. 15.20(a) memperlihatkan beban yang bekerja pada kaki pondasi dan sebagai beban rencana, diambil jumlah keseluruhannya.

(*3*) *Perencanaan counterfort:* Counterfort direncanakan berdasarkan anggapan bahwa ia merupakan rusuk dari balok jepit berbentuk T di mana tinggi balok yang terjepit pada dasar, besarnya tidak tetap. Dalam hal ini tekanan tanah untuk perencanaan berupa komponen horisontal dari gaya tekanan tanah total selebar jarak antar counterfort.

Gaya pada tiap potongan dan banyaknya penulangan pada tiap titik di counterfort seperti pada Gbr. 15.21, sebaiknya diperkirakan menurut persamaan berikut:

$$M = R_H \cdot y' + P_H \cdot y_e$$

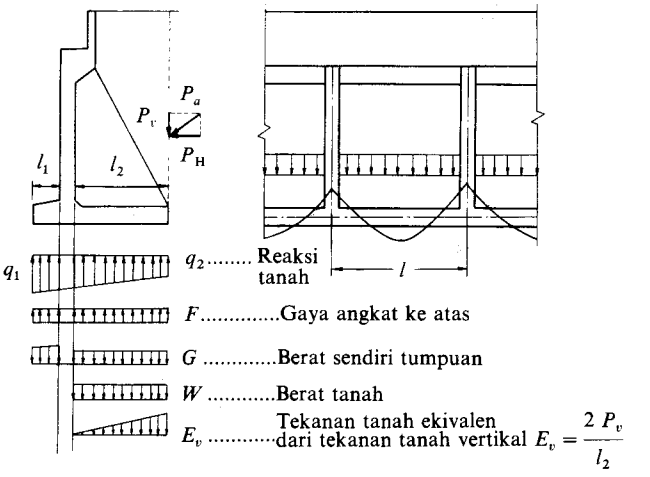
$$S = R_H + P_H$$



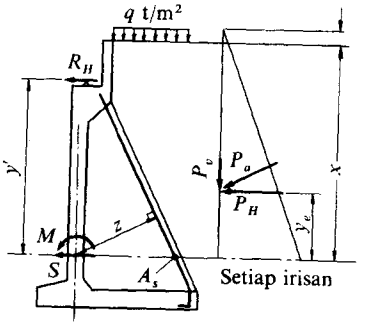
(a)

Gbr. 15.19 Batang tulangan vertikal pada tembok longitudinal.

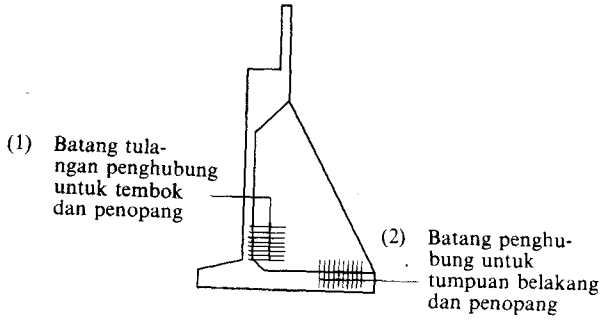
(b)



Gbr. 15.20 Gaya dan momen lentur yang bekerja pada tumpuan.



Gbr. 15.21 Gaya yang dihitung dalam perencanaan penopang.



Gbr. 15.22 Batang tulangan penghubung.

$$A_s \geqq \frac{M}{\sigma_{sa} \cdot z}$$

σ_{sa}: tegangan tarik maksimum dari tulangan.

(4) *Penulangan kombinasi:* Penulangan kombinasi diperlukan pada sambungan antara counterfort dengan tembok memanjang dan antara counterfort dengan tumpuan belakang. Jumlah tulangan yang diperlukan dapat diperkirakan dengan persamaan berikut ini:

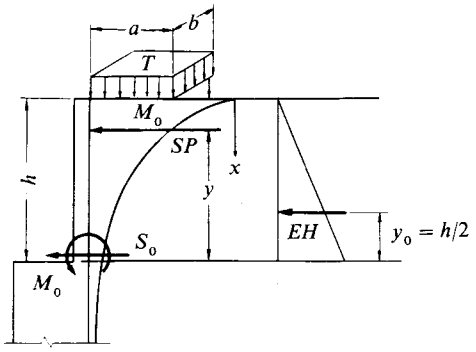
$$A_s \geqq \frac{S}{\sigma_{sa}}$$

Di samping itu untuk kasus seperti pada Gbr. 15.22 (1) dan kasus (2) masing-masing menggunakan gaya geser seperti pada waktu merencanakan tembok memanjang dan gaya geser pada waktu merencana tumpuan belakang.

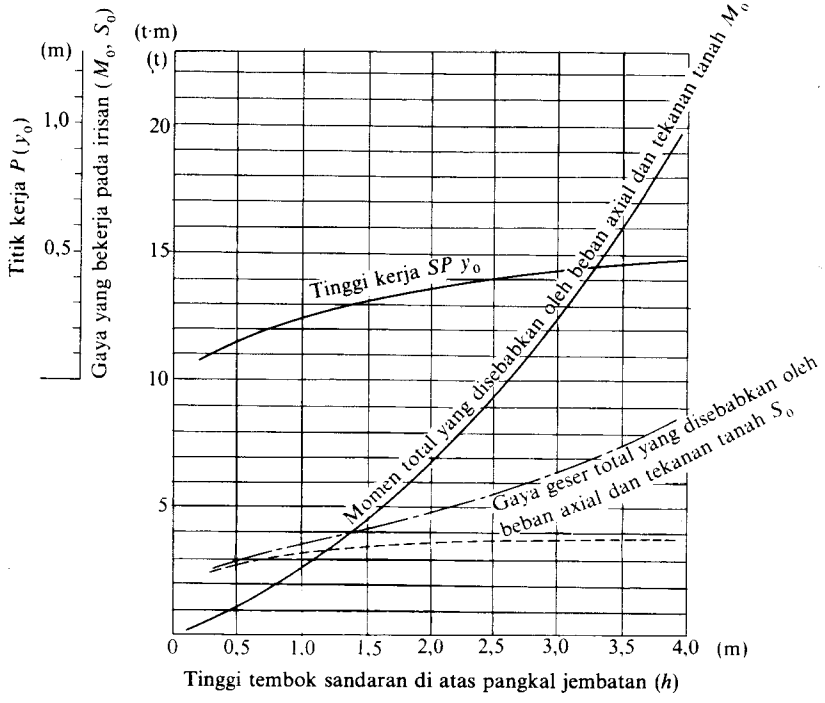
15.4.2 Perencanaan Parapet (Sandaran)

Tinggi sandaran ditentukan dengan memperhitungkan tinggi gelegar utama ketebalan pelat, ketebalan perkerasan dan tinggi dari balok dan lain-lain.

Untuk beban kerja, diambil beban roda dan gaya akibat tekanan tanah seperti pada Gbr. 15.23. Hubungan antara tinggi sandaran dengan gaya pada potongan dan banyaknya tulangan yang dipakai masing-masing diperlihatkan pada Gbr. 15.24 dan Gbr. 15.25. Perencanaan parapet dapat dibuat dengan mengikuti kedua gambar tersebut.



Gbr. 15.23 Gaya yang bekerja pada tembok rendah pada bagian atas kepala jembatan.

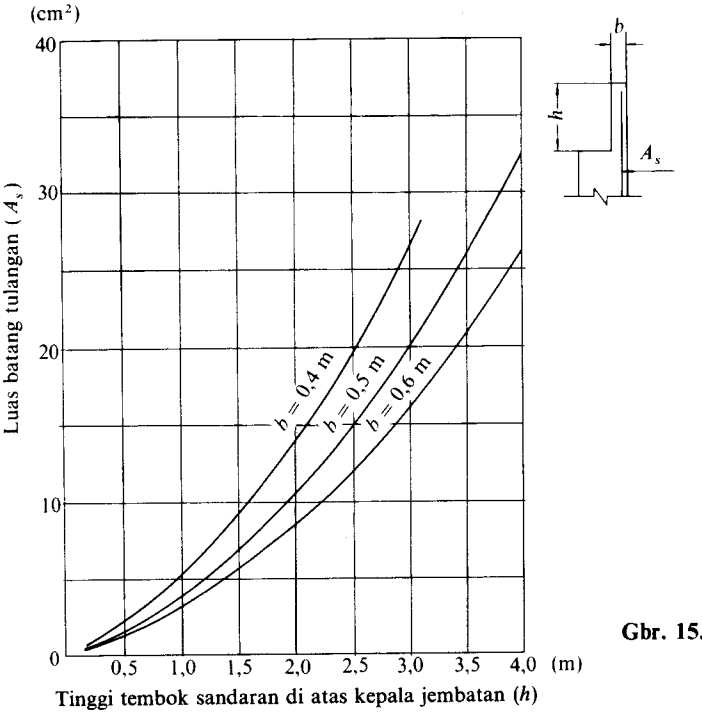


Gbr. 15.24 Hubungan antara tinggi tembok sandaran di atas kepala jembatan dan gaya yang bekerja pada irisan.

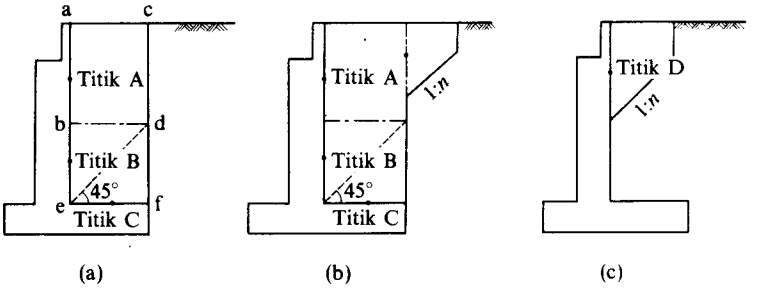
15.4.3 Perencanaan Sayap

Sudah merupakan kebiasaan untuk mempersiapkan sayap pada kedua sisi pada belakang kepala jembatan dengan tujuan sebagai pelindung tanah pada bagian belakang kepala jembatan. Bentuk dari sayap ini seperti bentuk-bentuk yang ditunjukkan pada Gbr. 15.26 adalah dipilih berdasarkan keadaan topografi di daerah mana kepala jembatan tersebut dibangun, tetapi yang paling sering dibuat yaitu bentuk seperti pada Gbr. 15.26(c). Untuk bentuk (a), dalam menghitung gaya-gaya pada potongan maka anggapan bahwa sayap merupakan pelat terjepit pada dua sisi adalah dapat dipertanggung jawabkan, sehingga suatu penyederhanaan akan diperlihatkan secara garis besar di sini.

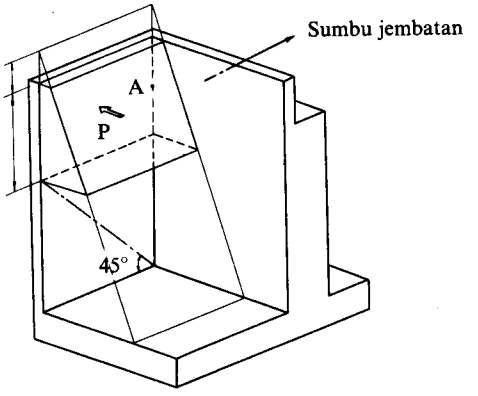
Yaitu dengan anggapan bahwa bila ditarik garis pemisah dari titik e dengan sudut



Gbr. 15.25 Luas tulangan yang dibutuhkan oleh tembok sandaran di atas kepala jembatan (A_s).

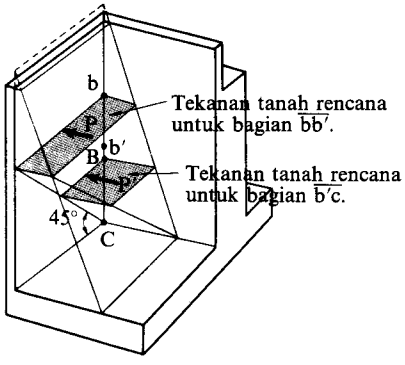


Gbr. 15.26 Bentuk sayap.

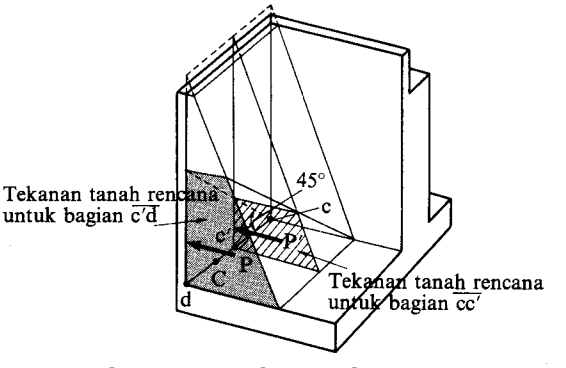


Gbr. 15.27 Tekanan tanah untuk mencari gaya irisan pada titik A.

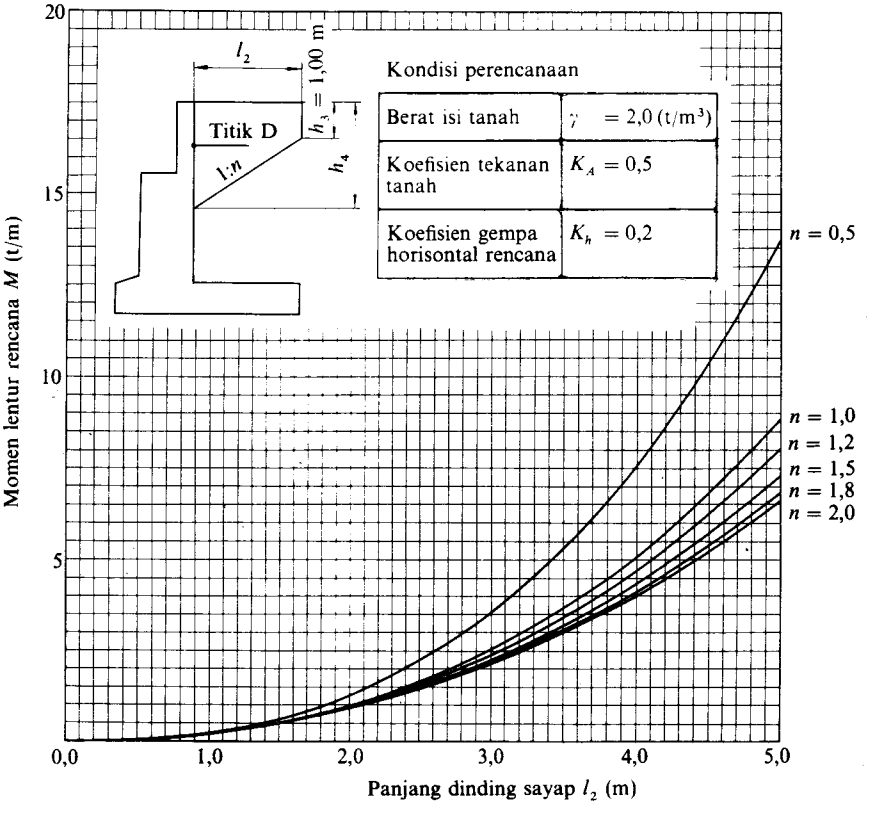
45 derajat seperti pada Gbr. 15.26(a), maka gaya-gaya potongan pada titik A diperkirakan, berdasarkan anggapan bahwa tekanan tanah adalah seperti pada Gbr. 15.27, yang bekerja pada balok kantilever, sedang gaya-gaya potongan pada titik B dianggap bahwa tekanan tanah yang bekerja pada balok kantilever dengan pelat yang berbentuk segi tiga seperti pada Gbr. 15.28; kemudian gaya-gaya potongan pada titik C berdasarkan anggapan bahwa tekanan tanah bekerja pada balok kantilever dengan pelat berbentuk segitiga seperti pada Gbr. 15.29. Hasil-hasil perhitungan dengan cara penyederhanaan



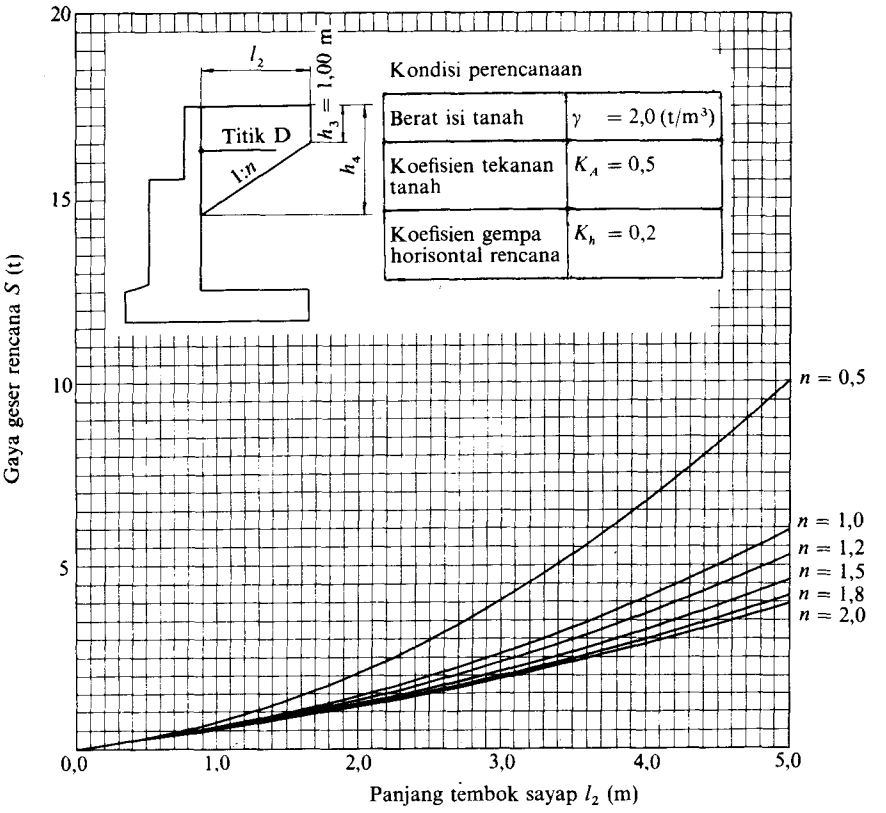
Gbr. 15.28 **Perkiraan tekanan tanah yang bekerja pada titik B. Tekanan tanah dibagi dalam dua atau tiga komponen seperti terlihat pada gambar.**



Gbr. 15.29 **Perkiraan tekanan tanah yang bekerja pada titik C. Tekanan tanah dibagi dalam dua atau tiga komponen seperti diperlihatkan dalam gambar.**



Gbr. 15.30 **Momen lentur rencana pada titik D (per 1 m).**



Gbr. 15.31 Gaya geser rencana pada titik D (per 1 m).

ini mendekati hasil perhitungan langsung yang menganggap bahwa pelat terjepit di kedua sisinya. Hal yang penting, gaya potongan untuk Gbr. 15.26(c) dapat diperoleh dari Gbr. 15.30 dan Gbr. 15.31.

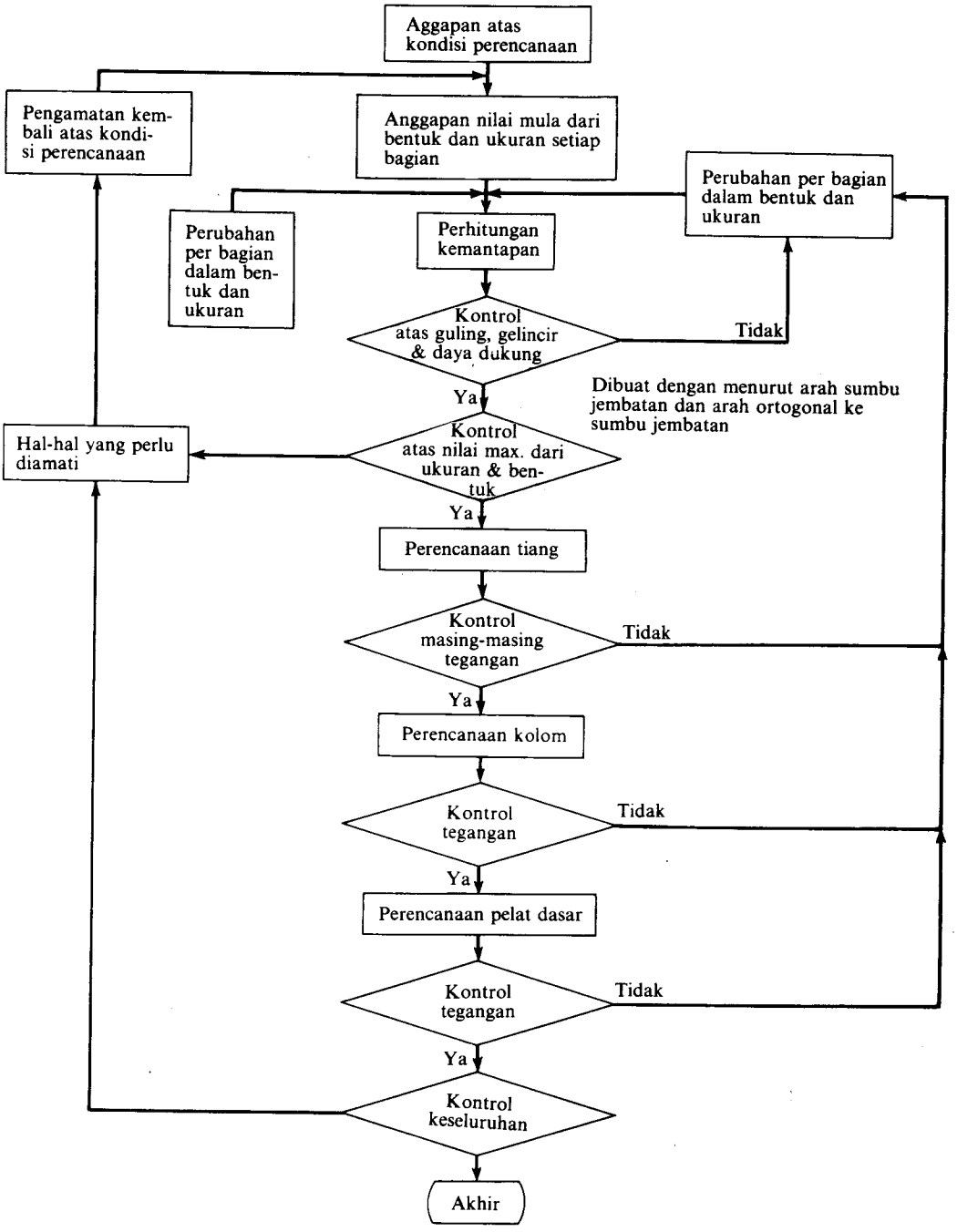
15.5 Garis Besar Perencanaan Pilar

Perencanaan pilar sangat tergantung pada bentuk bangunannya dan bentuk pondasinya. Oleh karena itu, dalam buku ini tidak diberikan penjelasan lengkap mengenai hal tersebut. Secara umum perencanaan pilar-pilar dilaksanakan dengan menggunakan Flow Chart seperti pada Gbr. 15.32. Di antara hal-hal berikut, analisa stabilitas serta perencanaan kaki pondasi tidak akan menimbulkan masalah bila hal-hal ini digunakan sesuai dengan cara perencanaan yang telah dijelaskan pada pasal-pasal sebelumnya yaitu tentang "Kepala Jembatan" dan Bab. 14 "Tembok Penahan Tanah."

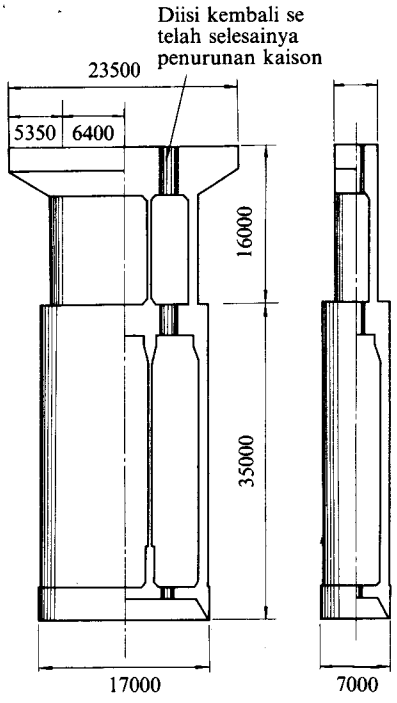
Perencanaan balok dan kolom, tergantung pada bentuk pilar, pilar bentuk T atau pilar dengan rangka kaku yang memerlukan perhatian tersendiri.

Ada beberapa contoh pelaksanaan tiang Kaison di Jepang seperti terlihat pada Gbr. 15.33, yaitu berupa pilar dan kaison yang monolit.

Cara ini dipakai pada tempat-tempat yang sedemikian rupa yang sulit untuk membangun "*Operatind Islang*" atau bendungan elak sementara.



Gbr. 15.32 Flow chart dari perencanaan pilar.



Gbr. 15.33 Contoh perencanaan pilar kaison.

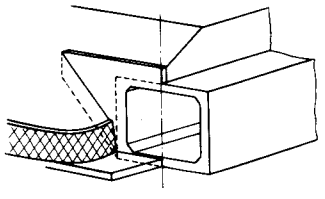
16 | GORONG-GORONG

Gorong-gorong adalah sebuah bangunan yang dibangun di bawah jalan, jalan kereta api atau tanggul-tanggul yang dipergunakan sebagai jalur penghubung yang ditempatkan di bawah tanah seperti saluran air, jalan lintasan, kabel telpon, pipa kabel listrik atau pipa gas.

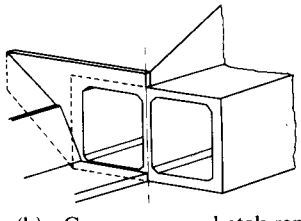
Ada beberapa jenis bentuk gorong-gorong seperti diperlihatkan dalam Gbr. 16.1 sesuai dengan bentuk serta bahan-bahan yang dipergunakannya.

Dari jenis-jenis ini gorong-gorong bundar dan gorong-gorong persegi yang paling banyak dipergunakan, karenanya pembahasan dalam pasal ini ditekankan pada jenis gorong-gorong di atas. Gorong-gorong dengan penampang bundar dipergunakan bila tanah pondasi cukup kuat dan luas penampang gorong-gorong terpaksa melebar, atau bila pelaksanaan pelat lantai terlalu sukar untuk membangun gorong-gorong persegi mengingat keadaan setempat. Untuk gorong-gorong dari bahan logam yang bergelombang, ini merupakan gorong-gorong yang fleksibel dengan sifat-sifat yang dinamis.

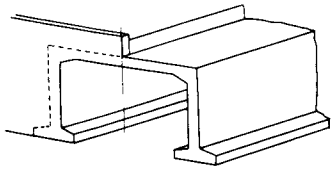
Karena gorong-gorong logam bergelombang mempunyai beberapa keuntungan misalnya berat sendiri lebih ringan, dapat dipindahkan dan mudah dalam pelaksanaan, dengan demikian tidak memerlukan alat-alat berat seperti mesin-mesin dan dapat



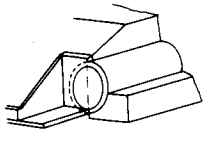
(a) Gorong-gorong kotak tunggal



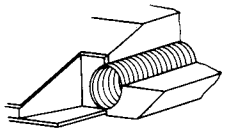
(b) Gorong-gorong kotak rangkap



(c) Gorong-gorong saluran



(d) Gorong-gorong pipa



(e) Gorong-gorong logam bergelombang

Gbr. 16.1 Macam gorong-gorong.

dengan mudah dipindahkan untuk beberapa keperluan yang lain.

Gorong-gorong tipe ini untuk gorong-gorong yang sederhana misalnya di daerah pegunungan atau pada saluran persilangan sebagai pekerjaan sementara.

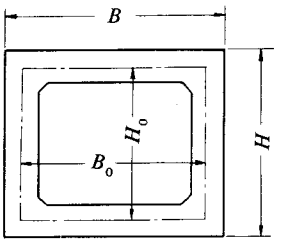
Karena mempunyai kekurangan-kekurangan misalnya ketahanan lamanya, mudah menjadi rusak, karena itu tidak sesuai untuk gorong-gorong yang penting.

16.1 Bangunan Gorong-gorong Persegi

16.1.1 Dasar Perencanaan

Diperlukan pemeriksaan terhadap gorong-gorong persegi ditinjau dari segi pembenanan yaitu gaya-gaya samping dan gaya arah memanjang. Tetapi bila panjang dari gorong-gorong kurang dari 15 meter, dan bila dipakai tiang pancang, biasanya pemeriksaan terhadap gaya-gaya dalam arah memanjang boleh diabaikan, oleh karena itu penjelasan pada pasal ini ditujukan pada perencanaan untuk gaya dari samping.

Untuk perencanaan gorong-gorong karena gaya-gaya dari samping dimensi dari pada bentuk luar (B dan H pada Gbr. 16.2) dipergunakan dalam perhitungan beban, sedangkan ukuran dari sumbu pusat di tiap-tiap bagian (B_0 dan H_0 disebut garis sumbu "kerangka kaku") dipergunakan dalam perhitungan tegangan. Kemudian untuk analisa "kerangka kaku" ada banyak metode di antaranya "Metode" slope deflection "metode" distribusi dari Kani, metode distribusi momen dari Cross dan metode "peralihan" tetapi metode "slope deflection" cukup sederhana sehingga contoh perencanaan dalam tulisan ini didasarkan atas metode tersebut.



Gbr. 16.2 Garis sumbu rangka kaku.

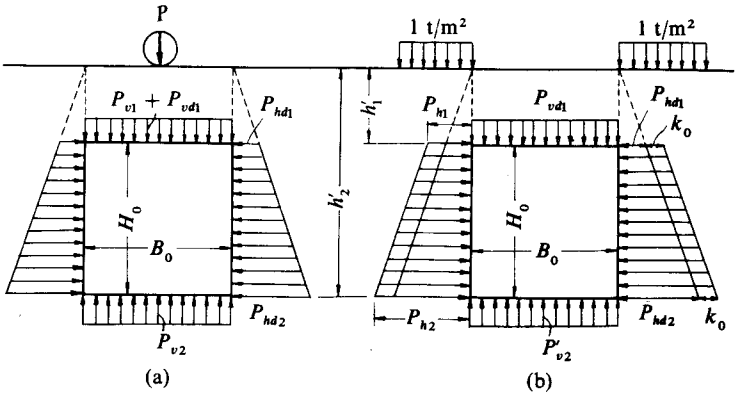
16.1.2 Beban Yang Dipergunakan Untuk Perencanaan

Beban yang bekerja pada gorong-gorong persegi adalah tekanan tanah vertikal yang berasal dari tanah di atas gorong-gorong, tekanan tanah mendatar yang diberikan oleh tinggi timbunan di samping gorong-gorong, beban hidup di atas gorong-gorong dan gaya-gaya reaksi.

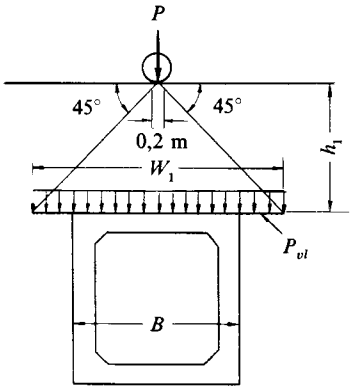
Pada gorong-gorong persegi yang biasa, perubahan-perubahan kombinasi pembebanan tergantung dari pada tinggi tanah penutup di atas gorong-gorong apakah lebih tinggi atau lebih rendah dari 3,50 meter.

Dengan tujuan untuk mempermudah perhitungan mengingat dalam kenyataan bahwa pengaruh beban hidup berkurang jika tebal tanah penutup di atas gorong-gorong lebih besar dari 3,50 meter.

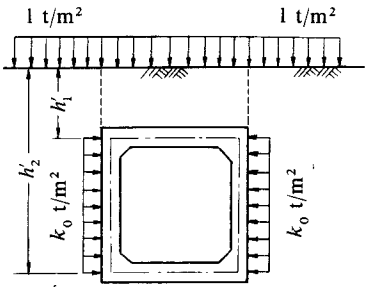
(*1*) *Bila tebal tanah penutup kurang dari 3,50 meter:* Dalam keadaan ini perhitungan dibuat dalam 2 (dua) kombinasi, diperlihatkan dalam Gbr. 16.3(a) dan (b) dan bila momen lentur dan gaya geser pada tiap-tiap titik telah didapat dari kedua perhitungan



Gbr. 16.3 Kombinasi beban. (Bila tebal tanah penutup kurang dari 3,50.)



Gbr. 16.4 Penyebaran beban hidup.



Gbr. 16.5 Tekanan tanah mendatar diberikan oleh beban pembebanan.

kombinasi tersebut, maka salah satu hasil yang lebih besar yang dipakai untuk perencanaan penampang.

Tanda-tanda/notasi pada gambar berarti sebagai berikut dan keterangan-keterangan yang lengkap dari persamaan-persamaan perhitungan diberikan dalam contoh perencanaan.

P_{vd1}: Tekanan tanah vertikal, yang bekerja pada bidang permukaan atas gorong-gorong (ton/m²): $\gamma_s \cdot h_1$

P_{hd}: tekanan tanah mendatar bekerja pada bagian samping gorong-gorong (ton/m²): $R_0 \cdot \gamma_s \cdot h$

P_{vl}: Beban vertikal kerena beban hidup, dihitung dengan mengambil nilai berikut yang sesuai dengan ketebalan tanah penutup.

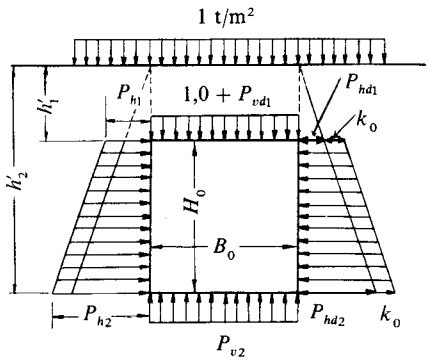
Bila ketebalan tanah penutup kurang dari 3,50 meter (Gbr. 16.4):

$$P_{vl}: \frac{P_{1+i}}{W_1} \text{(ton/m}^2\text{)}$$

Bila ketebalan tanah penutup lebih besar dari 3,50 meter. (Gbr. 16.5)
Muatan merata di atas gorong-gorong: $P_{vl} = 1{,}0$ ton/m².

k_0: Koefisien tekanan tanah dalam keadaan statis, dipengaruhi oleh tekanan tanah mendatar 1,0 ton/m² × k_0, yang diakibatkan oleh beban muatan. (Lihat Gbr. 16.5)

P_{v2}: Reaksi tanah



Gbr. 16.6 Kombinasi beban. (Bila tebal tanah penutup lebih besar dari 3,50 m.)

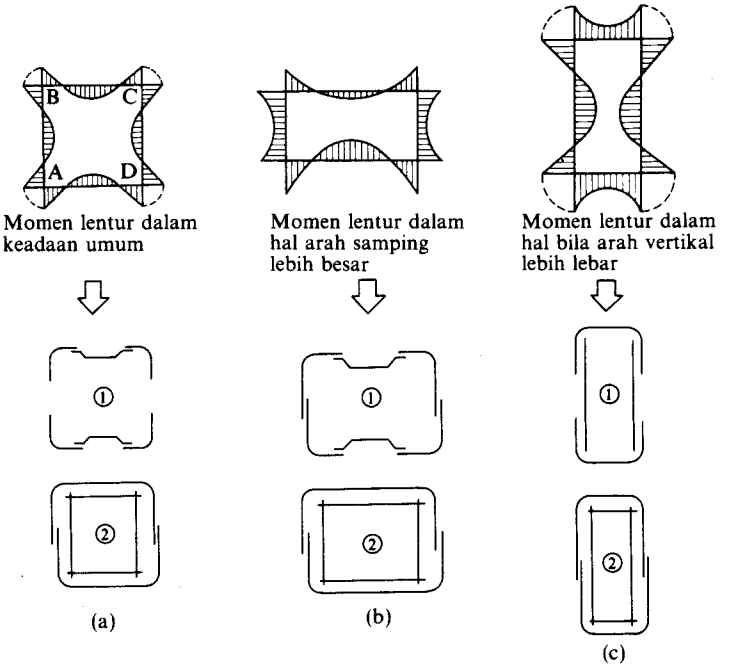
(*2*) *Bila tebal tanah penutup lebih besar dari pada 3,50 meter:* Dalam hal ini tidak ada masalah jika gaya-gaya penampang didapat dari kombinasi pembebanan dalam Gbr. 16.6. Dalam tulisan ini notasi-notasi sama dengan pada pasal terdahulu. (1).

16.1.3 Detail Bangunan

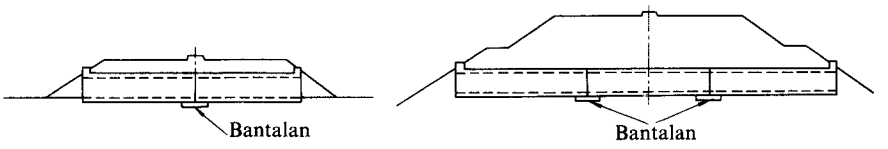
(*1*) *Rencana batang gorong-gorong persegi:* Pada gorong-gorong persegi, momen lentur sebagian besar berubah-ubah dengan perbandingan panjang, luas dari pada ukuran dalam penampang.

Dengan kata lain seperti diperlihatkan dalam Gbr. 16.7, momen lentur serta cara-cara perencanaan batang berubah dengan bentuk penampang, contohnya bujur sangkar, dan segi empat panjang dengan lebih besar dari panjangnya segi empat panjang. tinggi yang lebar yang mana hal ini harus diperhatikan.

(*2*) *Sambungan gorong-gorong persegi:* Ini diperlukan untuk membuat panjang dari



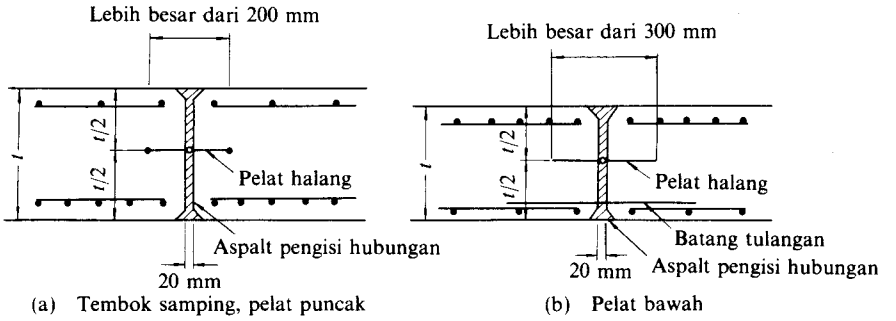
Gbr. 16.7 Rencana batang ditinjau dari bentuknya.



(a) Bila tanah penutup rendah

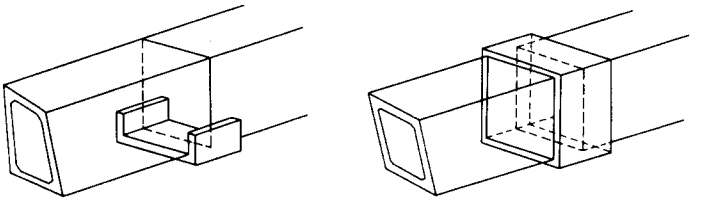
(b) bila tanah penutup tinggi/luas
Bila gorong-gorong panjang

Gbr. 16.8 Kedudukan hubungan gorong-gorong.



(a) Tembok samping, pelat puncak

(b) Pelat bawah



(c) Contoh di mana bantalan dipasang

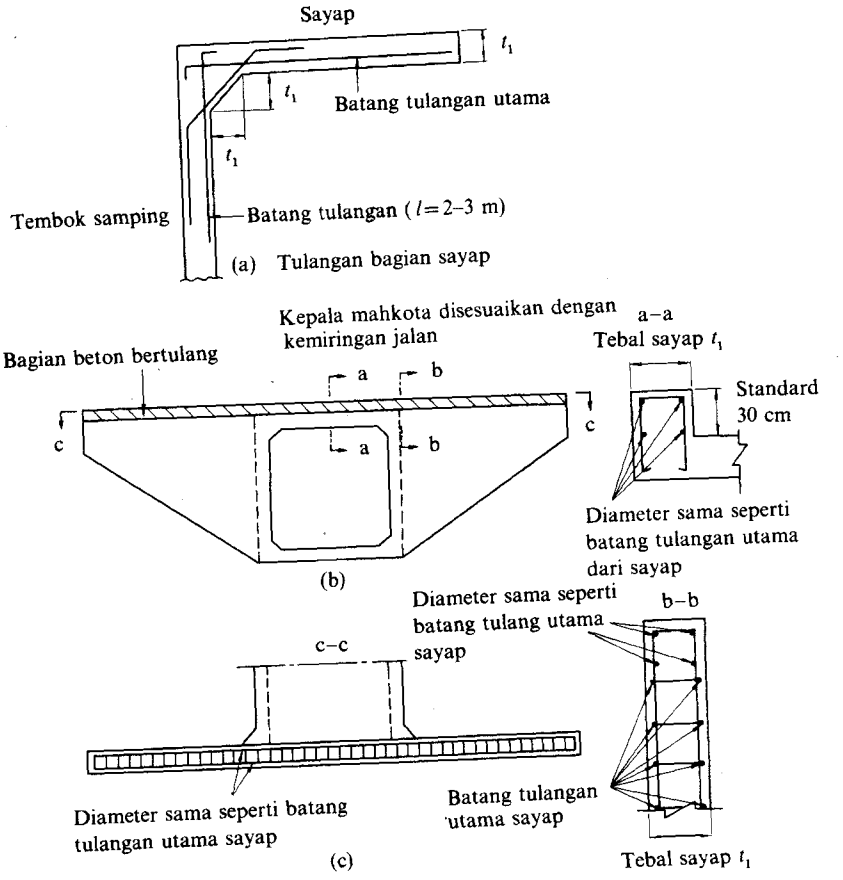
(d) Contoh di mana balok penyambung dipasang (terutama di tanggul sungai)

Gbr. 16.9 Konstruksi sambungan.

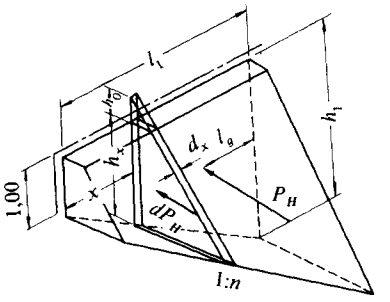
pada balok gorong-gorong persegi sependek 15,00 meter atau kurang. Sering bila panjangnya seterusnya harus lebih panjang, ini tidak boleh melebihi 30,00 meter.

Kedudukan dari pada sambungan gorong-gorong pada suatu tempat di jalan raya seperti diperlihatkan dalam Gbr. 16.8. Bila dianggap perlu untuk membuat sambungan di beberapa tempat, kedudukannya ditentukan oleh beberapa hal, seperti gaya-gaya yang bekerja pada tiap-tiap balok mungkin merata. Konstruksi umum dari sambungan diperlihatkan pada Gbr. 16.9.

(*3*) *Tembok sayap:* Dalam banyak hal, sebuah tembok sayap dibangun pada ujung (akhir) dari pada gorong-gorong persegi, untuk melindungi timbunan. Bentuk umum dari pada tembok sayap dan konstruksi bagian sambungan tersebut diperlihatkan dalam Gbr. 16.10. Tekanan tanah yang bekerja pada tembok sayap seperti diperlihatkan dalam Gbr. 16.11. Sekarang ambil γ_s berat isi tanah, h_0 tinggi setara tanah yang diberikan beban muatan pada permukaan belakang dan C_0 adalah koefisien tekanan tanah (seperti untuk n, h_1 dan l_1 (lihat Gbr. 16.11), resultante dari pada tekanan tanah (P_H), jarak ke titik kerja (l_g) dan momen lentur tembok sayap per 1 meter (M) diberikan pada persamaan berikut:



Gbr. 16.10 Dimensi dan rencana dari batang sayap.



Gbr. 16.11 Tekanan tanah yang bekerja pada sayap.

$$h_x = 1{,}0 + \frac{x}{n}$$

$$dP_H = 1/2 \cdot \gamma \cdot C_0 (h_x^2 + 2h_x h_0) dx$$

$$\therefore P_H = 1/2 \cdot \gamma \cdot C_0 \int_0^{l_1} (h_x^2 + 2h_x h_0) dx$$

$$\therefore l_g = \frac{\int_0^{l_1} (h_x^2 + 2h_x h_0)(l_1 - x) dx}{\int_0^{l_1} (h_x^2 + 2h_x h_0)\, dx}$$

$$\therefore M = \frac{P_H l_g}{h_1} = 1/2 \cdot \gamma \cdot C_0 \int_0^{l_1} (h_x^2 + 2h_x h_0)(l_1 - x)\,dx$$

$$= \frac{\gamma \cdot C_0}{2h_1}\left(\frac{l_1^2}{2} + \frac{l_1^3}{3n} + \frac{l_1^4}{12n^2} + h_0 l_1^2 + \frac{h_0 l_1^3}{3n}\right)$$

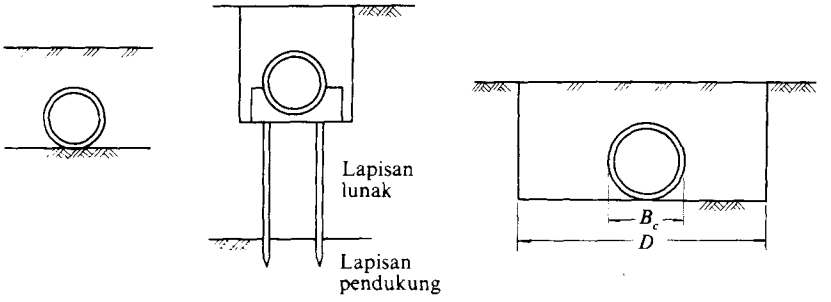
16.2 Gorong-gorong Bundar

Dalam merencanakan gorong-gorong bundar, jenis pondasi apa yang dipilih jika kekuatan pipa yang diambil menjadi pokok dasar perhitungan perencanaan setelah cara pembangunan ditentukan, karena sederhana dalam bangunan ini dipergunakan beton pracetak. Jalannya pembangunan dibagi dalam tipe proyek dan tipe selokan.

Tipe proyek adalah tipe yang diperlihatkan dalam Gbr. 16.12, pipa diletakkan pada tanah pondasi dan pekerjaan menutup pipa selokan. Dalam hal di mana selokan sebagai galian tipe (b) dan (c) dipandang sebagai tipe proyek. Tipe selokan adalah tipe yang ditunjukkan seperti dalam Gbr. 16.13, pipa ditanam setelah alur-alur digali di tanah asli atau di pinggir-pinggir (tebing) yang dipadatkan.

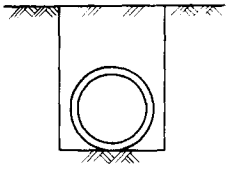
Untuk bentuk dasar ada dasar dari beton dan dasar dari pasir, masing-masing bentuk di atas diperlihatkan dalam Gbr. 16.14 dan Gbr. 16.15. Sudut pendukung dari pada dasar pasir ditentukan sebagai berikut:

60° dasar pasir: Bila bidang kontak urugan pasir tambahan dan bagian pipa

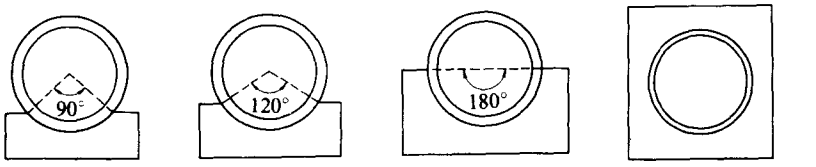


(a) Tipe proyek (b) Dalam hal pondasi tiang pancang (c) Bila saluran lebar ($D \geqq 2B_c$)

Gbr. 16.12 Keadaan bila instalasi jalan dipandang sebagai tipe proyek.

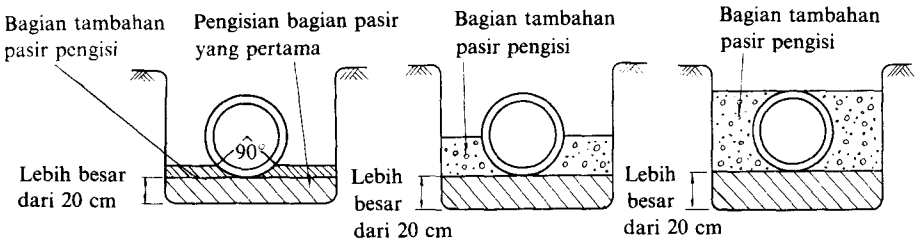


Gbr. 16.13 Tipe saluran.



(a) Pondasi jepit 90° (b) Pondasi jepit 120° (c) Pondasi jepit 180° (d) Pondasi jepit 360°

Gbr. 16.14 Pondasi beton.



(a) Pondasi pasir 60° (b) Pondasi pasir 90° (c) Pondasi pasir 120°

Gbr. 16.15 Pondasi pasir.

bawah ditutupi oleh dua jari-jari yang membentuk sudut 90° (Gbr. 16.15(a)).

90° dasar pasir: Bila urugan pasir tambahan menutupi setengah dari pada pipa (Gbr. 16.15(b)).

120° dasar pasir: Bila urugan pasir tambahan mencapai puncak pipa (Gbr. 16.15(c)).

16.2.1 Beban Yang Dipergunakan Dalam Perencanaan

Beban yang diperhitungkan untuk merencanakan gorong-gorong bundar adalah tekanan tanah vertikal, beban hidup dan berat sendiri pipa. Tekanan tanah vertikal berubah-ubah menurut metode pembangunannya.

(*1*) *Tekanan tanah vertikal* (Q_d)

(a) Dalam hal tipe proyek (Gbr. 16.16)

$$Q_d = C_c \cdot \gamma_s \cdot B_c^2 \text{ (kg/m)}$$

menyatakan bahwa bila H lebih kecil dari H_e,

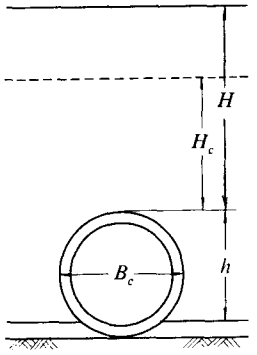
$$C_c = \{\exp(KH/B_c) - 1\}/K$$

dan bila H sama dengan H_e atau lebih besar dari H_e,

$$C_c = \frac{\exp(KH_e/B_c) - 1}{K} + \left(\frac{H - H_e}{B_c}\right) \exp(K \cdot H_e/B_c)$$

Di sini:

γ: Berat isi tanah (ton/m^3)



Gbr. 16.16 Dimensi untuk tipe proyek.

B_c: Diameter luar pipa (m)
C_c: Koefisien tekanan tanah
H: Tanah penutup (m)
K: 0,40 dalam hal tanah berpasir dan 0,80 dalam hal tanah kohesip
H_e: Tinggi permukaan di bawah penurunan merata, dalam hal tanah berpasir: $H_e = 1{,}66B_c$ dan dalam hal tanah kohesip: $H_e = 1{,}12B_c$.
γ_{sd}: Angka perbandingan penurunan biasanya pondasi tanah 0,7 serta pondasi batuan dan yang lain 1,0.

(b) Dalam hal tipe selokan (Gbr. 16.17).

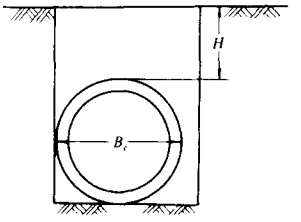
$$Q_d = \gamma \cdot H \cdot B_c \text{ (kg/m)}$$

(2) *Beban hidup*

$$Q_l = \frac{2P(1+i)B_c}{W(b + 2H\tan\theta)} \text{ (kg/m)}$$

Di sini:

P: Beban roda mobil belakang (kg)
W: Lebar yang ditempati oleh kendaraan
b: Panjang bidang kontak dari pada roda
θ: Sudut penyebaran dari roda, biasanya 45°
i: Koefisien bentur, berubah-ubah sesuai dengan H. Dapat dipergunakan Tabel 16.1



Gbr. 16.17 **Dimensi untuk tipe saluran.**

Tabel 16.1 Koefisien bentur.

Tebal tanah penutup (m)	Koefisien bentur
$H < 1{,}5$ m	0,5
$1{,}5 \leqq H < 6{,}5$	$0{,}65 - 0{,}1\,H$
$6{,}5 \leqq H$	0

16.2.2 Perencanaan

(1) *Momen lentur yang diijinkan (M_{ra}):* Momen lentur maximum yang bekerja pada pipa didapat dengan persamaan berikut:

$$M_r = 0{,}318 \cdot P_r \cdot \gamma + 0{,}239 W \cdot \gamma \text{(kgm)}$$

Di sini:

P_r: beban retak dari pipa, biasanya telah diberikan pabrik (kg/m)
r: jari-jari terbesar sampai pusat dari tebal pipa (m)
W: berat sendiri pipa (kg/m)

Diambil faktor keamanan terhadap beban retak (di Jepang 1,25) adalah η, momen lentur yang diijinkan dari pipa seperti berikut:

$$M_{ra} = \frac{M_r}{\eta}$$

(2) *Momen lentur kerja:* Momen lentur di bawah pipa yang disebabkan oleh tekanan tanah dan beban hidup didapat dengan persamaan berikut:

Tabel 16.2 Nilai k.

Tipe pondasi	Pondasi pasir			Pondasi beton		
Sudut pendukung	60°	90°	120°	90°	120°	180°
k	0,189	0,157	0,138	0,152	0,122	0,110

$$M = k(Q_d + Q_l) \cdot r.$$

Di sini, k: koefisien karena bentuk pondasi, nilai tersebut terdapat seperti pada Tabel 16.2

(3) *Pemilihan bentuk pondasi:* Tidak ada masalah yang timbul dalam pemilihan bentuk pondasi jika M_{ra} sama dengan atau lebih besar dari M.

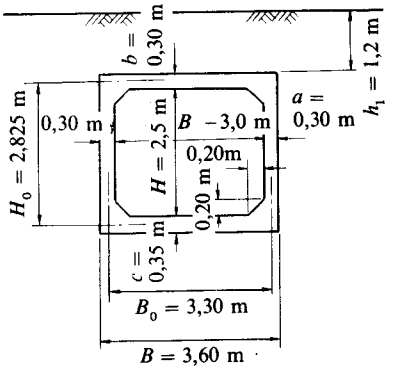
16.3 Contoh Perencanaan Gorong-gorong Persegi

16.3.1 Kondisi Perencanaan

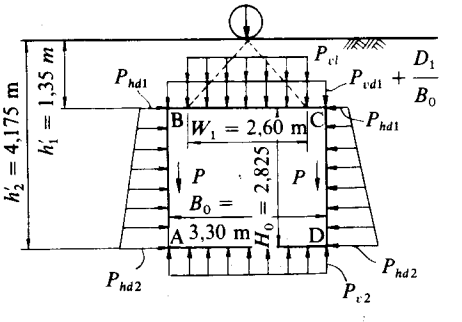
1) Anggap penampang seperti pada Gbr. 16.18.
2) Berat isi:
   Beton bertulang $\gamma_c = 2{,}5$ ton/m^3
   Tanah $\gamma_s = 1{,}90$ ton/m^3
3) Koefisien tekanan tanah dalam keadaan statis: $k_0 = 0{,}50$.
4) Beban hidup roda mobil belakang: $P = 8$ ton.
5) Koefisien bentur pada muatan hidup: $i = 0{,}3$.
6) Tegangan yang diijinkan:
   Beton: tekan: $\sigma_{ca} = 70$ kg/cm
   geser: $\tau_a = 8{,}5$ kg/cm
   Tulangan : $\sigma_{sa} = 1600$ kg/cm

16.3.2 Perhitungan Beban

Seperti telah dibicarakan dalam pasal 16.1.2 (1) adalah sangat penting untuk membuat perhitungan-perhitungan dalam dua keadaan dari kombinasi pembebanan. Dan membuat rencana dengan gaya-gaya setempat lebih besar dari pada di atas bila tebal



Gbr. 16.18 Dimensi bentuk.



Gbr. 16.19 Beban yang bekerja.

tanah penutup kurang dari 3,50 meter. Tetapi dalam pasal ini, contoh perhitungan yang digambarkan untuk masalah pada Gbr. 16.3(a). Dengan memperhatikan pada Gbr. 16.3(b) pendekatan adalah sama.

(*1*) *Perhitungan beban:* Bila sampai pada pembahasan distribusi beban roda belakang, keadaan beban dianggap seperti pada Gbr. 16.19. Di dalam contoh perhitungan beban roda belakang mobil diambil 8 ton per roda.

$$P_{l+i} = \frac{2 \times \text{beban roda belakang}}{\text{lebar tempat kendaraan}}(1 + \text{koefisien bentur})$$

$$= \frac{2 \times 8}{2{,}75}(1 + 0{,}30) = 7{,}56 \text{ ton/m}^2$$

$$P_{vl} = \frac{P_{vi}}{W_1} = \frac{7{,}56}{2h_1 + 0{,}20} = \frac{7{,}56}{2 \times 1{,}2 + 0{,}2} = 2{,}91 \text{ ton/m}^2$$

$$P_{vd_1} = \alpha \cdot \gamma_s \cdot h_1 = 1{,}0 \times 1{,}9 \times 1{,}2 = 2{,}28 \text{ ton/m}^2$$

$D_1 = 3{,}6 \times 0{,}3 \times 2{,}5 = 2{,}70$ ton (berat pelat puncak).

$D_2 = 2 \times 2{,}5 \times 0{,}3 \times 2{,}5 = 3{,}75$ ton (berat tembok pada kedua sisi).

$$D_1/B_0 = 2{,}70/3{,}30 = 0{,}82 \text{ t/m}^2$$

$$P_{hd_1} = k_0 \cdot \gamma_s \cdot h_1' = 0{,}5 \times 1{,}9 \times 1{,}35 = 1{,}29 \text{ t/m}^2$$

$$P_{hd_2} = k_0 \cdot \gamma_s \cdot h_2' = 0{,}5 \times 1{,}9 \times 4{,}175 = 3{,}97 \text{ t/m}^2$$

$$P_{v2} = P_{vd_1} + \frac{P_1 + P_2 + P_{l+i}}{B_0} = 2{,}28 + \frac{2{,}70 + 3{,}75 + 7{,}56}{3{,}30} = 6{,}53 \text{ t/m}^2$$

(*2*) *Syarat perhitungan beban*

$$C_{AB} = C_{DC} = H_0^2(2P_{hd_1} + 3P_{hd_2})/60 = 2{,}825^2(2 \times 1{,}29 + 3 \times 3{,}97)/60$$

$$= 1{,}93 \text{ t} \cdot \text{m}$$

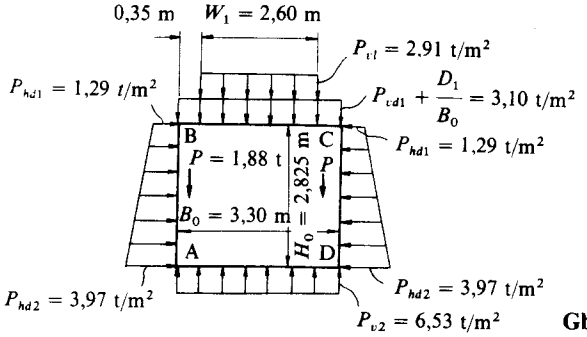
$$C_{BA} = C_{CD} = H_0^2(3P_{hd_1} + 2P_{hd_2})/60$$

$$= 2{,}825^2(3 \times 1{,}29 + 2 \times 3{,}97)/60 = 1{,}57 \text{ t} \cdot \text{m}.$$

$$C_{BC} = C_{CB} = \frac{2(P_{vd1} + D_1/B_0)B_0^3 + P_{vl}W_1(3B_0 - W_1^2)}{24B_0}$$

$$= \frac{2(2{,}28 + 0{,}82)3{,}30^3 + 2{,}91 \times 2{,}6(3 \times 3{,}3^2 - 2{,}60^2)}{24 \times 3{,}30}$$

$$= 5{,}29 \text{ t} \cdot \text{m}$$



Gbr. 16.20 Beban yang bekerja.

$$C_{DA} = C_{AD} = \frac{P_{v2} \cdot B_0^2}{12} = \frac{6{,}53 \times 3{,}30^2}{12} = 5{,}93 \text{ t·m}$$

reaksi tanah sebagai berikut:

$q = P_{v2}$ + berat pelat bawah = $6{,}53 + 0{,}35 \times 2{,}5 = 7{,}41$ t/m^2.

16.3.3 Analisa Kerangka Kaku

(*1*) *Perhitungan bilangan anu:* Karena kotak kerangka kaku menerima beban simetris, sesuai dengan pembahasan pada contoh ini: $\theta_A = -\theta_D$; $\theta_B = -\theta_C$; $M_{BC} = -M_{CB}$; $M_{AD} = -M_{DA}$; dan $R = 0$. Sebagai terlihat bilangan yang tidak diketahui ialah θ_A dan θ_B, dan matrik untuk mencari bilangan anu ini adalah:

$$\begin{bmatrix} 2+\beta & 1 \\ 1 & 2+\alpha \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \theta_A \\ \theta_B \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} C_{AB} - C_{AD} \\ C_{BC} - B_{BA} \end{bmatrix}$$

Kemudian nilai α, β didapat seperti berikut:

$$\alpha = \frac{I_2 \cdot H_0}{I_1 \cdot B_0} = \left(\frac{b}{a}\right)^3 \cdot \frac{H_0}{B_0} = \left(\frac{0{,}30}{0{,}30}\right)^3 \times \frac{2{,}825}{3{,}30} = 0{,}86$$

$$\beta = \frac{I_3 \cdot H_0}{I_1 \cdot B_0} = \left(\frac{c}{a}\right)^3 \cdot \frac{H_0}{B_0} = \left(\frac{0{,}35}{0{,}30}\right)^3 \times \frac{2{,}825}{3{,}30} = 1{,}36$$

Di sini, a: Tebal tembok sisi
b: Tebal pelat puncak
c: Tebal pelat bawah

Dengan demikian bilangan anu θ_A dan θ_B didapat sebagai berikut:

$$\begin{bmatrix} 3{,}36 & 1 \\ 1 & 2{,}86 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \theta_A \\ \theta_B \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1{,}93 - 5{,}93 = -4{,}0 \\ 5{,}29 - 1{,}57 = 3{,}72 \end{bmatrix}$$

$$\theta_A = \frac{-4{,}0 \times 2{,}86 - 3{,}72}{3{,}36 \times 2{,}86 - 1} = -1{,}761 \text{ t·m}$$

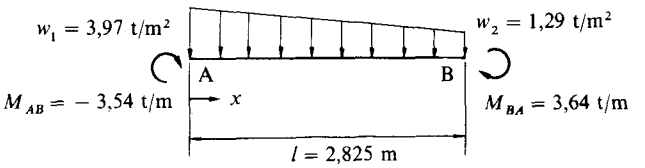
$$\theta_B = \frac{3{,}36 \times 3{,}72 + 4{,}0}{3{,}36 \times 2{,}86 - 1} = 1{,}916 \text{ t·m}$$

(*2*) *Perhitungan Momen akhir*

$$M_{AB} = -M_{DC} = 2\theta_A + \theta_B - C_{AB} = 2x(-1{,}761) + 1{,}916 - 1{,}93 = -3{,}54 \text{ t·m}$$
$$M_{BA} = -M_{CD} = 2\theta_B + \theta_A + C_{BA} = 2 \times 1{,}916 - 1{,}761 + 1{,}57 = 3{,}64 \text{ t·m}$$
$$M_{BC} = -M_{CB} = \alpha \cdot \theta_B - C_{BC} = 0{,}86 \times 1{,}916 - 5{,}29 = -3{,}64 \text{ t·m}$$
$$M_{AD} = -M_{DA} = \beta \cdot \theta_A + C_{AD} = 1{,}36 \times (-1{,}761) + 5{,}93 = 3{,}54 \text{ t·m}$$
$$\left.\begin{aligned} \Sigma M_A &= M_{AB} + M_{AD} = -3{,}54 + 3{,}54 = 0 \\ \Sigma M_B &= M_{BA} + M_{BC} = +3{,}64 - 3{,}64 = 0 \end{aligned}\right\} \text{ Cocok (OK).}$$

16.3.4 Perhitungan Gaya Setempat Dari Tiap-tiap Bagian

(*1*) *Tembok sisi:* Gaya geser dan momen lentur dari tembok sisi (A-B atau C-D) diperlihatkan pada Gbr. 16.21 sebagai berikut:



Gbr. 16.21 Beban yang bekerja pada tembok sisi.

$$S_{AB} = \frac{2W_1 + W_2}{6} l - \frac{M_{AB} + M_{BA}}{l}$$

$$= \frac{2 \times 3{,}97 + 1{,}29}{6} \times 2{,}825 - \frac{-3{,}54 + 3{,}64}{2{,}825} = 4{,}31 \text{ ton.}$$

$$S_{BA} = \frac{W_1 + 2W_2}{6} l - \frac{M_{BA} + M_{AB}}{l}$$

$$= \frac{3{,}97 + 2 \times 1{,}29}{6} \times 2{,}825 - \frac{3{,}64 - 3{,}54}{2{,}825} = -3{,}05 \text{ t.}$$

$M_A = M_{AB} = -3{,}54$ t·m. $M_B = -M_{BA} = -3{,}64$ t·m.

Kedudukan dari $M_{\max}$ adalah sebuah titik di mana S_x sama dengan 0, sehingga:

$$S_x = 0 = S_{AB} - W_1 x - \frac{W_2 - W_1}{2l} x^2 = 4{,}31 - 3{,}97x - \frac{1{,}29 - 3{,}97}{2 \times 2{,}825} x^2$$

$$= 0{,}474x^2 - 3{,}97x + 4{,}31.$$

$$\therefore x = \frac{3{,}97 \pm \sqrt{(-3{,}97)^2 - 4 \times 0{,}474 \times 4{,}31}}{2 \times 0{,}474} = \begin{cases} 7{,}09 \text{ m} \\ 1{,}28 \text{ m} \end{cases}$$

dengan demikian x di mana $M_{\max}$, pada $x = 1{,}28$ m.

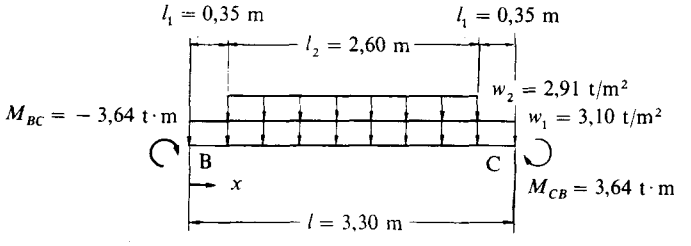
$$M_x = S_{AB} \cdot x - \frac{W_1}{2} \cdot x^2 - \frac{W_2 - W_1}{6l} x^3 + M_{AB}$$

$$\therefore M_{\max} = 4{,}31 \times 1{,}28 - \frac{3{,}97}{2} \times 1{,}28^2 - \frac{1{,}29 - 3{,}97}{6 \times 2{,}825} \times 1{,}28^3 - 3{,}54$$

$$= -0{,}94 \text{ t·m.}$$

(2) *Pelat puncak/atas (B-C):* Pelat atas dalam pembebanan seperti yang diperlihatkan dalam Gbr. 16.22 dan gaya gesernya serta momen lenturnya didapat sebagai berikut:

$$S_{BC} = -S_{CB} = \frac{W_1 l + W_2 l_2}{2} - \frac{M_{BC} + M_{CB}}{l}$$



Gbr. 16.22 Beban yang bekerja pada plat atas.

$$= \frac{3{,}10 \times 3{,}30 + 2{,}91 \times 2{,}60}{2} - \frac{-3{,}64 + 3{,}64}{3{,}30} = 8{,}90 \text{ t.}$$

$$M_B = M_{BC} = -3{,}64 \text{ t·m}; \; M_C = -M_{CB} = -3{,}64 \text{ t·m.}$$

Kedudukan dari pada M_{max}, seperti diketahui dari momen akhir dan keadaan pembebanan adalah pada sebuah x di mana sama dengan $l/2$.

$$M_{max} = \frac{S_{BC} \cdot l}{2} - \frac{W_1}{2}\left(\frac{l}{2}\right)^2 - \frac{(l/2 - l_1)^2 W_2}{2} + M_{BC}$$

$$= \frac{8{,}90 \times 3{,}30}{2} - \frac{3{,}10}{2} \times \left(\frac{3{,}30}{2}\right)^2 - \frac{\left(\frac{3{,}30}{2} - 0{,}35\right)^2 \times 2{,}91}{2} - 3{,}64$$

$$= 4{,}37 \text{ t·m}$$

(*3*) *Pelat bawah* (*D-A*): Selama anggapan kondisi pembebanan seperti pada Gbr. 16.23 maka gaya geser dan momen lentur adalah sebagai berikut:

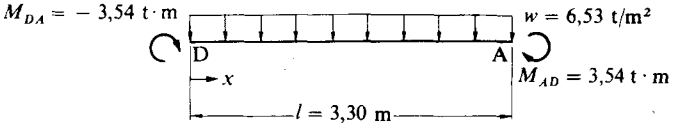
$$S_{DA} = -S_{AD} = \frac{W \cdot l}{2} - \frac{M_{DA} + M_{AD}}{l} = \frac{6{,}53 \times 3{,}30}{2} - \frac{-3{,}54 + 3{,}54}{3{,}30}$$

$$= 10{,}77 \text{ t·m.}$$

Kedudukan dari M_{max} dilihat dari momen akhir dan keadaan pembebanan adalah pada sebuah titik di mana x sama dengan $l/2$.

$$M_{max} = \frac{S_{DA} \cdot l}{2} - \frac{W}{2}\left(\frac{l}{2}\right)^2 + M_{DA} = \frac{10{,}77 \times 3{,}30}{2} - \frac{6{,}53}{2} \times \left(\frac{3{,}30}{2}\right)^2 - 3{,}54$$

$$= 5{,}34 \text{ t·m.}$$



Gbr. 16.23 Beban yang bekerja pada pelat bawah.

(*4*) *Ringkasan gaya penampang:* Gaya-gaya penampang didapat dengan proses seperti yang diuraikan di atas sedangkan ringkasannya diperlihatkan pada Tabel 16.3, dan diberikan dalam bentuk grafik pada Gbr. 16.24.

16.3.5 Perencanaan Tiap-tiap Bagian Penampang

Untuk perencanaan tiap-tiap bagian penampang, dikerjakan dengan memperhatikan gaya-gaya penampang dalam Tabel 16.3. Jalan perhitungan dalam garis besarnya seperti di bawah dan bila detail-detail dari pada perhitungan diperlukan, maka sangat penting untuk mencari pada buku-buku mengenai beton bertulang.

(*1*) *Pemeriksaan tebal penampang:* Koefisien C_1, untuk σ_{ca} dan σ_{sa} didapat pertama kali dan selanjutnya, tebal effektif dapat dihitung dengan:

$$d = C_1 \sqrt{\frac{M_{max}}{b}}$$

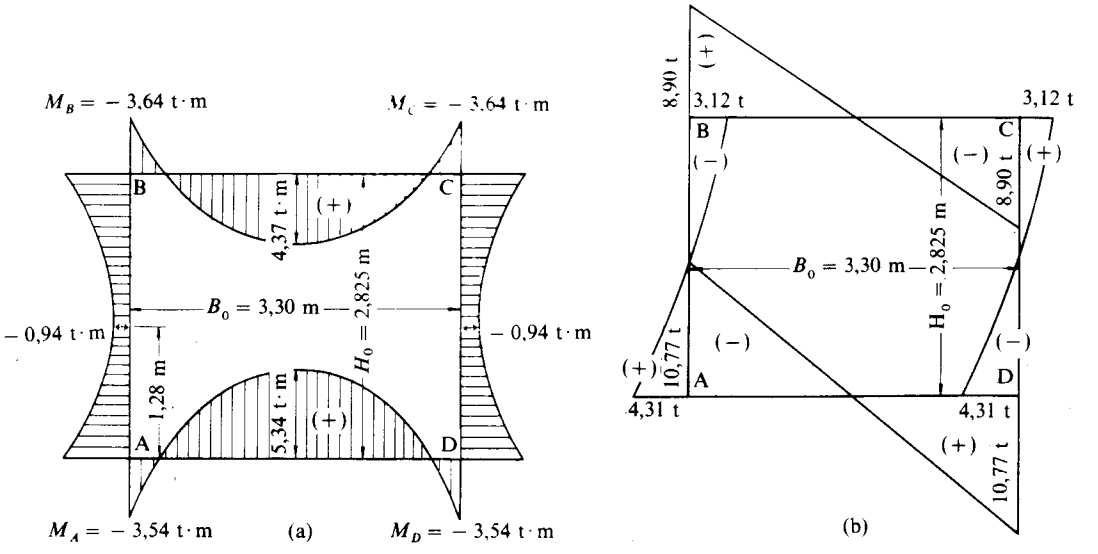
Tabel 16.3

Bagian	Titik	Rencana gaya penampang			
		M (t·m)	S (t)	N (t)	M_s (t·m)
Tembok samping	A	−3,54	4,31	10,77	4,40
	Titik tengah	−0,94	0	10,77	1,80
	B	−3,64	−3,12	10,77	4,50
Pelat puncak	B	−3,64	8,90	3,12	3,80
	Titik tengah	4,37	0	3,12	4,62
	C	−3,64	−8,90	3,12	3,80
Pelat bawah	D	−3,54	10,77	4,31	3,86
	Titik tengah	5,34	0	4,31	5,79
	A	−3,54	10,77	4,31	3,86

$M_s = N(e + c)$

$e = \dfrac{M}{N'}$ $\quad c = \dfrac{h}{2} - d'$

h	Tembok sisi	0,3 m
	Pelat puncak	0,3 m
	Pelat bawah (lantai)	0,35 m
d'	Penutup	0,07 m
Tetapi,	pelat bawah (lantai)	0,10 m

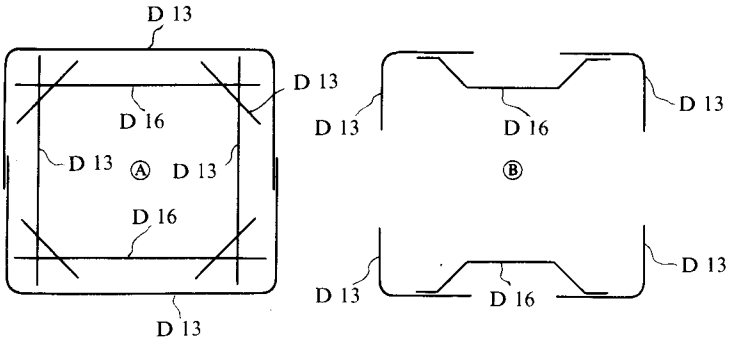


Gbr. 16.24 Diagram momen lentur dan gaya geser.

(b diambil 100 cm)

Jika nilai penambahan dari pada penutup beton bertulang ($d + d'$) adalah lebih kecil dari pada tebal yang diambil, maka tidak ada masalah.

(2) *Perhitungan kebutuhan-luas batang tulangan:* Dengan jalan yang sama seperti



Gbr. 16.25 Diagram pemasangan batang tulangan utama (gorong-gorong kotak tunggal).

diterangkan terdahulu, koefisien C_1 dan C_2 untuk σ_{ca} dan σ_{sa} didapat, dan kemudian kebutuhan luas dapat dihitung dengan:

$$A_s = C_1 \cdot C_2 \frac{M_s}{d} - \frac{N}{\sigma_{sa}}$$

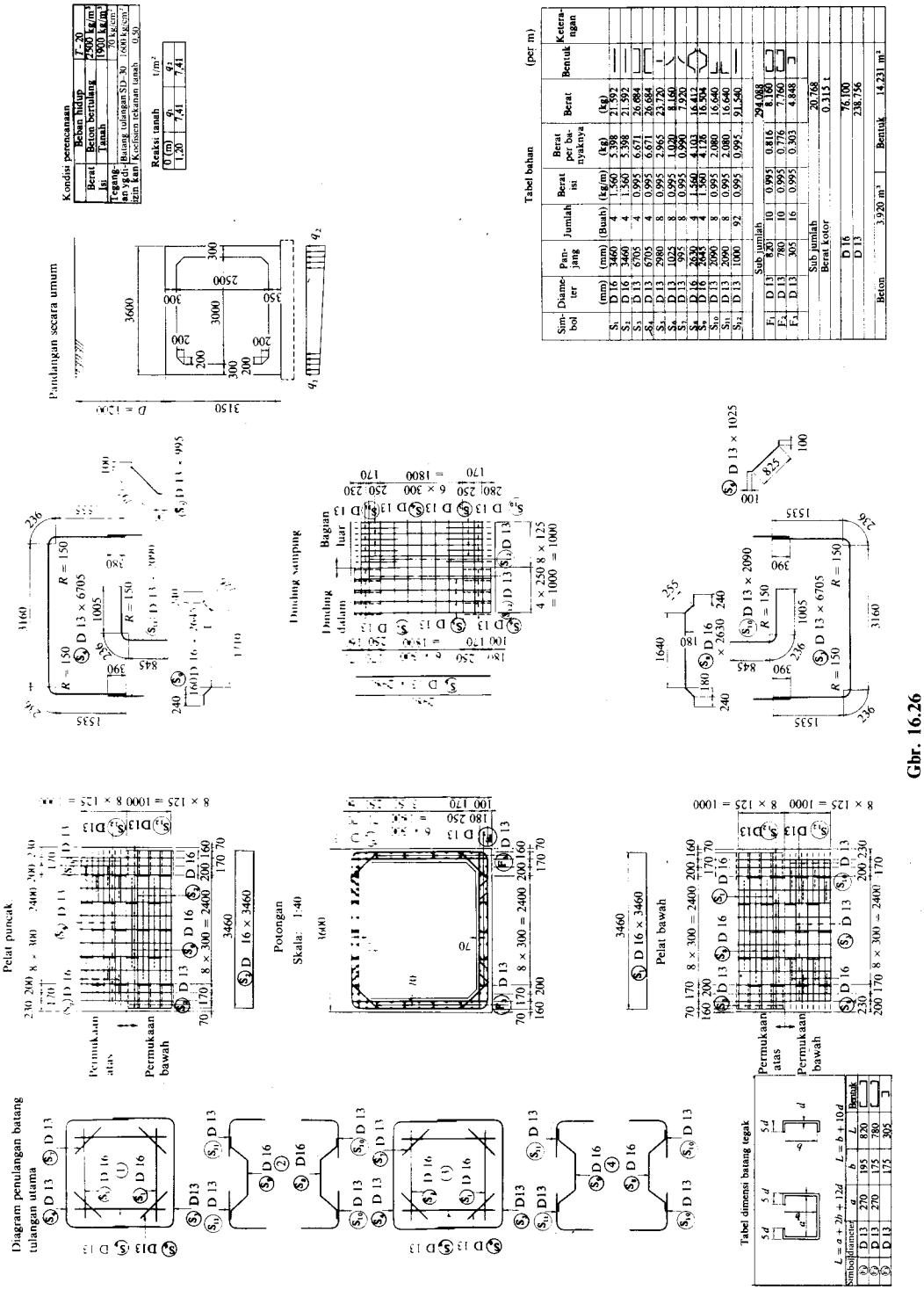
Dalam hal ini, yang dipergunakan untuk d ialah tebal dikurangi tebal penutup tulangan ($d = t - d'$).

(*3*) *Tegangan geser:* Tegangan geser dihitung dengan persamaan berikut dan tidak ada masalah jika hasil ini lebih kecil dari pada nilai yang diijinkan.

$$\tau = \frac{S}{j \cdot b \cdot d}$$

(*4*) *Luas tulangan dalam contoh ini:* Gambar pemasangan tulangan utama beton dipengaruhi oleh banyaknya kebutuhan tulangan dalam contoh ini diperlihatkan pada Gbr. 16.25.

Batang-batang dalam gambar Ⓐ dan Ⓑ direncanakan pada jarak 125 mm untuk penyusunan batang membujur, batang D13 disusun pada jarak 300 mm dari kedua sisi dalam dan luar dari tulangan utama. Gambar rencana per 1 meter panjang diperlihatkan dalam Gbr. 16.26.



Gbr. 16.26

MILIK
Badan Perpustakaan
Propinsi Jawa Timur